

Seminario Internacional sobre
Uso Eficiente del Agua
International Seminar
On Efficient Water Use

Mexico

MEMORIAS

PROCEEDINGS

270-91 IN-9943

Nota: el contenido de los trabajos expuestos en este libro son ideas expresadas por sus autores, los únicos responsables eximiéndose al Comité Organizador de este evento de anomalía.

Los trabajos aquí presentados fueron sometidos a arbitraje

Seminario Internacional
sobre el Uso Eficiente del Agua

International Seminar
On Efficient Water Use

P O N E N C I A S
P R O C E E D I N G S

Organizado por:
Comisión Nacional del Agua
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Asociación Internacional de Recursos Hídricos

LIBRARY, MUNICIPAL AFFAIRS
CITY OF THE HAGUE
APR 11 1991
P.O. BOX 10000, THE HAGUE
3000 BA
RN: 15N 9943
LO: 270 91 IV

Organized by:
National Water Commission
Mexican Institute of Water Technology
International Water Resources Association

p. 511 9946
p. 836 9947
p. 856 9948
p. 866 9949

Octubre, October, 1991

México

COMITE ORGANIZADOR DEL SEMINARIO

Presidente

Fernando J. González Villareal

Director General

Héctor Garduño Velasco

Director Ejecutivo

Felipe Arreguín Cortés

COMITE ASESOR INTERNACIONAL

Asit K. Biswas

Presidente de la Asociación Internacional de Recursos Hidráulicos, IWRA, Inglaterra

Glenn Stout

Secretario de la IWRA, Estados Unidos

M. Abud-Zeid

Presidente electo, IWRA, Egipto

Carlos Fernández-J.

Representante de la UNESCO

Harold E. Snider

Ex presidente de la AWWA, Estados Unidos

Nathan Buras

Estados Unidos

José F. Alfaro

Estados Unidos

Sandra Postel

Estados Unidos

Eduard Naudascher

Alemania

Donald Tate

Canadá

Herman Lips

Israel

Jeroslar Balek

Checoslovaquia

Madhav A. Chitale

India

COMITE ASESOR NACIONAL

Ing. Manuel Anaya y S.

Presidente del grupo asesor y coordinador del Consultivo Técnico del IMTA

César Ramos V.

Comisión Nacional del Agua

Antonio Capella V.

Comisión Nacional del Agua

Luis R. Domínguez T.

Comisión Nacional del Agua

Jaime Sancho y C.

Comisión Nacional del Agua

Pablo Sánchez T.

Asociación Nacional de Organismos de Agua Potable y Alcantarillado

Enrique Mejía M.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental

José Manuel Arango M.

Asociación Mexicana de Hidráulica

Juan Manuel Martínez G.

Dirección de Construcción y Operación

Hidráulica del DDF

Everardo Aceves N.

Asociación Nacional de Especialistas en Irrigación

ORGANIZING COMMITTEE

President
General Director
Executive Director

Fernando J. González Villareal
Héctor Garduño Velasco
Felipe Arreguín Cortés

INTERNATIONAL ADVISORY COMMITTEE

Asit K. Biswas

President, International Water Resources
Association, IWRA, Great Britain
IWRA Secretary, United States of America
President Elect, IWRA, Egypt
UNESCO Representative
Former President AWWA, United States
of America

Glenn Stout

M. Abu-Zeid

Carlos Fernández-J.

Harold E. Snider

United States of America

United States of America

United States of America

Nathan Buras

José F. Alfaro

Sandra Postel

Eduard Naudascher

Donald Tate

Herman Lips

Jeroslar Balek

Madhav A. Chitale

Germany

Canada

Israel

Czechoslovakia

India

NATIONAL ADVISORY COMMITTEE

Manuel Anaya y S.

Advisory Committee President, and
Coordinator for Technical Consultants, IMTA

César Ramos V.

National Water Commission

Antonio Capella V.

National Water Commission

Luis R. Domínguez T.

National Water Commission

Jaime Sancho y C.

National Water Commission

Pablo Sánchez T.

National Association of Potable Water
and Sewerage Organizations

Enrique Mejía M.

Mexican Society of Sanitary and
Environmental Engineering

José Manuel Arango M.

Mexican Association of Hydraulics

Juan Manuel Martínez G.

Direction of Construction and Hydraulic
Operation for the Federal District
Department (DDF)

Everardo Aceves N.

National Association of Specialists in Irrigation

**PRIMER SEMINARIO INTERNACIONAL
SOBRE EL USO EFICIENTE DEL AGUA
1991
CIUDAD DE MEXICO**

INTRODUCCION

El seminario Internacional sobre Uso Eficiente del Agua fue concebido en 1989 por la Asociación Internacional de Recursos Hidráulicos, la Comisión Nacional del Agua y el Instituto Mexicano del Agua, como respuesta a una demanda de la comunidad internacional de contar con un foro en el cual se intercambiaran experiencias necesidades y soluciones, entre quienes toman decisiones: profesionales fabricantes y demás interesados en el uso eficiente del agua.

A lo largo de dos años, varias instituciones civiles, financieras y de asistencia internacional, brindaron su apoyo a los organizadores para redondear las actividades del Seminario.

La parte medular de este tipo de foros son las ponencias. En este documento se presentan los resúmenes de 146 trabajos relacionados con los ámbitos de aprovechamiento de agua: las cuencas, la agricultura, las ciudades y las industrias; en los campos de investigación, desarrollo tecnológico, educación, legislativo y de participación de la sociedad.

Vale la pena aclarar que aunque no se publicaron los 250 en las memorias del Seminario, se estimó conveniente hacer esta publicación con objeto de que los interesados en el tema tengan una visión más amplia de los avances y tendencias del uso eficiente del agua en el mundo.

Este documento cuenta con tres tipos de índices: alfabético, por autor y ponencia y por sesiones técnicas. Ello, a fin de que los participantes en el Seminario, cuenten con una guía sencilla para seleccionar las sesiones a las que deseen asistir.

EL COMITE ORGANIZADOR DEL EVENTO

INTERNATIONAL SEMINAR ON EFFICIENT WATER USE
OCTOBER 21-25, 1991
MEXICO CITY

ABSTRACTS

INTRODUCTION

The International Seminar on Efficient Water Use was conceived in 1989 by The International Water Resources Association, Comisión Nacional del Agua and Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, as an answer to a demand by the international community for having a floor on which decision makers (professionals, manufacturers, and others interested in efficient water use) could exchange experiences, requirements, and solutions.

In the course of the past two years, several civil, financial and international assistance institutions, supported the Seminar's organizers to bring all activities to completion.

Core in this type of events, are the papers. This document presents 206 abstracts related to the fields in which the mankind faces great challenges in correct water use: basins, agriculture, cities and industry; research, technological, educational, legislative, and society participation development.

It is worth noting that although not all 250 papers were included in the Seminar's proceedings, the convenience was seen for publishing them here, so that all participants will have a broader vision of developments and trends on efficient water use all over the world.

This document contains three indexes: alphabetical author, alphabetical paper, and technical session, all of this, so that participants will have a quick reference for selecting the sessions they wish to attend.

THE ORGANIZING COMMITTEE FOR THE SEMINAR

CONTENIDO

INTRODUCCION

CUENCA

C-1	HIDRO-ENERGIA	
-	El uso eficiente de los ríos amazónicos	1
-	Analizando la eficiencia líquida de nuevas plantas hidroeléctricas usando la metodología de energía	7
-	Proyecto hidroeléctrico Nuevo Tuxpango	13
-	Estudios experimentales realizados para el proyecto hidroeléctrico Agua Prieta	16
-	Uso eficiente de Agua para generación de energía	21
-	Proyecto hidroeléctrico Agua Prieta	26

C-2	EQUIPO Y TECNICAS DE RIEGO	
-	Conservación de suelo y agua mediante prácticas de manejo de escurrimientos para hacer eficiente su uso	34
-	Comparación entre simuladores y experimentos de laboratorio para investigar transporte de reactivos disueltos en un medio poroso homogéneo	40
-	Optimización de la gestión de los recursos hidráulicos mediante la recarga artificial de acuíferos	47
-	Indices de evaluación de desempeño para flujos bajos extremos y su impacto en la calidad del agua	55
-	La cobertura del suelo y la producción de agua	67

C-3	SISTEMAS DE INFORMACION HIDROGRAFICA	
-	Un modelo escurrimiento-infiltración para predecir generación de afloramientos en un relleno	70
-	Cálculo, con base en clima, del volumen de agua de las cuencas hidrográficas para uso eficiente de la misma	76
-	Sensores remotos y sistemas de información geográfica aplicados a la conservación del suelo y agua	79
-	Teledetección y sistemas de información geográfica para la evaluación del balance hídrico de área de expansión de frontera agrícola	82
-	Adaptaciones en el manejo de Crawford de estimación del volumen escurrido mensual	86
-	Efectos de sistemas urbanos de infiltración de agua de lluvia y su evaluación	99

C-4**EXPLOTACION DE EMBALSES**

- Esquema preliminar de obras menores en la explotación de pequeñas cuencas con fines agrícolas	107
- Hacia el uso eficiente del agua en una cuenca fluvial urbanizada: la experiencia de Green Bay en Wisconsin	113
- Uso eficiente del agua combinando presas de consumo y microgeneración eléctrica. Aún en caso de descargas no perennes	118
- Hacia un uso eficiente del agua en el Valle de Villa de Reyes-Jaral de Berrios.. ..	123
- Utilización de sifones para estaciones de bombeo en pequeñas presas	127

C-5**CALIDAD DEL AGUA PARA REUSO**

- Análisis de factibilidad en tres proyectos de reuso de aguas jabonosas	131
- Monitoreo de parásitos en tratamiento de aguas residuales	137
- Consideraciones sobre calidad de agua de reuso y derechos de agua	143
- Procesos biofísicos de la tecnología alternativa-apropiada del SIDETRAN	146
- Opciones de reuso de agua residual tratada en la franja de Gaza	154

C-6**USO DEL AGUA EN CUENCAS**

- Uso recreativo del agua en el estado de Morelos	160
- Proyecto Texcoco: un programa de aprovechamiento integral del agua	164
- Turismo, desarrollo de terrenos y calidad del agua: El estudio de las Islas Caimán	170
- Acuicultura-experiencias en San Juan de Miraflores	174
- Oficina de Comunicación del Lago: sus acciones	177
- Creación de un ordenamiento en la conservación del agua, balanceando necesidad y equidad	180

AGRICULTURA**A-1****USO EFICIENTE EN EL DESARROLLO AGRICOLA**

- Agricultura de riego: ¿El fin de una era?	184
- Factores psico-sociales en la relación agua-educación-productividad agrícola	190
- Importancia de entrenar a los agricultores en el uso eficiente del agua de riego	198
- Obstáculos institucionales que enfrenta el uso eficiente del agua para riego en Estados Unidos	205
- Innovaciones técnicas e institucionales para producir cambios en el manejo y distribución de los recursos hidráulicos	213
- Prerrequisitos para un uso eficiente del agua de riego	218

A-2**RIEGO EFICIENTE**

- Eficiencia de sistemas de irrigación al sur de Alberta	226
- Eficiencia del flujo intermitente en riego por surcos	230
- Estrategias de manejo óptimo de agua para la producción agrícola sostenida en Punjab, India	235
- Evaluación de sistemas de producción agrícola en áreas beneficiadas con escurrimiento superficial de una cuenca hidrológica	241
- Los sistemas de riego por aspersión en la zona árida del noroeste de México (Comarca Lagunera)46	250
- Sistemas de riego por aspersión y goteo para el uso eficiente del agua: evidencia empírica de Karmataka, India del Sur	257

A-3**ESTRATEGIAS DE RIEGO**

- Funciones de producción del agua y su aplicación en el pronóstico óptimo del riego	262
- Metodología de diagnóstico para determinar uso del agua por cultivos	267
- Evaluación de los métodos de riego: por pulsaciones y tradicional en función de la eficiencia de riego y las productividad en frijol	271
- Evaluación del desempeño de sistemas de conducción por riego usando modelos de simulación dinámica	277
- Uniformidad de aplicación de fertilizantes en un sistema de riego por aspersión	285

A-4**CALIDAD DE AGUA EN LA AGRICULTURA**

- Protección de la calidad del agua subterránea mediante una irrigación eficiente	291
- Influencia de las actividades agrícolas en la contaminación por pesticidas del agua subterránea	295
- El uso de aguas salinas bicarbonatadas y sulfáticas para riego	303
- La utilización de aguas residuales en los sistemas agrícolas mixtos en la India	307
- Variabilidad espacial de algunas propiedades físico-químicas de una parcela experimental afectada por la salinidad en el Valle del Yaqui, Son.	312
- Modelo químico de la migración de plomo en agua superficial	320

A-5**EFICIENCIA EN LA Producción Agrícola**

- El manejo del agua como componente en la producción agrícola de la zona henequenera de Yucatán	328
- El uso racional del agua en el riego por inundación del arroz	337
- Uso eficiente del riego de auxilio del arroz en Tabasco, México	346
- Optimización del uso del agua de riego en el cultivo de cebada en el sur del estado de Chihuahua	350
- Respuesta de la alfalfa a diferentes contenidos del suelo	354
- Uso eficiente del agua al sembrar maíz y sorgo forrajero como sustitutos parciales de alfalfa	365

A-6**TECNOLOGIA EN LA IRRIGACION**

- Evaluación del uso de agua y energía para riego en países en vías de desarrollo	365
- Tecnología de ahorro de agua y energía en el riego	369
- Método MEMBER en la demanda, actividad y eficiencia energética del agua en hojas de cultivos agrícolas	376
- Demanda de energía eléctrica para la agricultura de riego: economía, tarifas y legislación	380
- Efecto de la salinidad del suelo en los déficits de humedad y rendimiento del trigo	389
- Reciclaje de humedad en la zona mojada del suelo mediante la técnica de recuperación del subsuelo	393

A-7**RIEGO EFICIENTE II**

- Optimización del uso conjunto de agua superficial y subterránea en la zona de Bama, Madhya Pradesh	397
- Estudios de agua subterránea en una pequeña cuenca en Brasil Central	400
- Evaluación de sistemas de riego presurizado (goteo y aspersión) en la Región Lagunera	407
- Eficiencia del riego superficial en Zacatecas, alternativas para mejorarla	414
- Eficiencia en el uso del agua en distritos de riego	422

A-8**TECNOLOGIA PARA CANALES**

- Hidrometría para canales	430
- Diseño por computadora de aforadores de garganta larga	438
- Totalizador volumétrico para canales	446
- Estudio de factibilidad para la automatización de canal en un canal existente	449
- Dispositivo fluidico para el control automático de nivel de canales	455

A-9**EQUIPO Y TECNICAS DE RIEGO**

- Simulación del avance superficial del riego en zarcos	463
- Mejorando la eficiencia de riego de pivote central con LEPA	471
- Evaluación del desempeño hidráulico de dispositivo simplificado de riego por goteo	479
- Modernización del riego por zarcos	487
- Modelos de funcionamiento de emisores para riego por goteo	495

URBANO**U-1****LEGISLACION EN LOS SERVICIOS DE AGUA**

- Como la conservación puede ayudar a las comunidades a cumplir con objetivos ambientales	503
- El código de aguas de la República de Chile, en el marco de una economía social de mercado	511
- Marco Jurídico de los organismos operadores de agua potable y alcantarillado	520
- El aspecto legal e institucional del uso eficiente del agua en el oeste de Estados Unidos	523
- El servicio de protección y seguridad hidráulica, implícito al apoyo de la administración del agua y la recaudación	531
- El uso eficiente del agua y energía en el sistema de agua potable de Aguascalientes, Ags.	536

U-2**TARIFAS**

- Uso eficiente del agua. Un factor clave para el diseño de una estructura de tarifas para un sistema de administración de aguas residuales	541
- Tarifas por los servicios de agua potable y alcantarillado en México. Precio y pago medio en 1990	544
- Situación tarifaria en el Edo. de México	549
- Cambios económicos y técnicos: el dilema del recurso del agua	555
- Políticas tarifarias para apoyar el uso eficiente del agua	562

U-3**PARTICIPACION CIUDADANA**

- Motivación y participación pública: una meta para el uso eficiente del agua	566
- "La sequia es real". El diseño de una campaña exitosa de ahorro de agua	570
- Hacia un manejo ambientalmente sostenible del agua	577
- Acciones del gobierno federal respecto a conservación del agua en Estados Unidos	584
- El agua en los tiempos del cólera	592

U-4**FUGAS EN REDES DE AGUA**

- Las fugas de agua en tomas domiciliarias. Un problema con orígenes múltiples	597
- Aforo de fugas en tomas domiciliarias	604
- Método para evaluar pérdidas de agua en redes de distribución de agua potable	612
- Calidad de materiales e impacto en red pública e instalaciones prediales	620
- Correlación, la alternativa tecnológica en detección de fugas (experiencias en el campo mexicano)	627
- Diseño óptimo de redes hidráulicas mediante análisis consecutivos direccionados	635

U-5**TECNOLOGIAS DE TRATAMIENTO Y REUSO**

- Tratamiento de lodos residuales por composteo	643
- Remoción de microorganismos por medio del tratamiento convencional de las aguas residuales	650
- El proyecto SIDETRAN dejando atrás el concepto aprovechamiento de aguas negras	660
- Aplicación de tecnología de ósmosis inversa para reuso de agua en California del Sur	666
- Perspectivas del tratamiento y reuso del agua como fuente de abastecimiento complementaria	680
- Desalación por ósmosis inversa de hidroenergía y co-generación; un estudio en Israel y Jordania	688

U-6**MEDICION**

- Experiencias en la selección de equipos de medición	696
- Medición del agua en las ciudades mexicanas. Un esfuerzo institucional	700
- Funcionamiento de micromedidores instalados en Guaymas, Son.	704
- Métodos de prueba para certificar la calidad de los medidores de uso domestico	712
- El nuevo proyecto de Norma Oficial Mexicana de Medidores para Agua NOM-CH-1	720
- Un laboratorio orientado al uso eficiente del agua	728

U-7**POLITICAS DE USO EFICIENTE EN CIUDADES**

Investigación sobre conservación del agua en Portugal	736
Preservando un recurso vital -el concepto del banco de tres patas	744
Uso eficiente del agua en el medio urbano industrial	749
Precio del agua y su uso eficiente	757
Un enfoque comprensivo de la conservación del agua	763

HOGARES Y EDIFICIOS**H-1****AGUA A NIVEL DOMICILIARIO**

- Uso integral del agua y eliminación de cisternas y depósitos sobre edificios	770
- Medición domiciliaria en México. La selección del equipo hasta su operación permanente	776
- Impacto de la micromedición en Guaymas, Son.	785
- Sub y sobremedición en Guaymas, Son.	790

H- 2DISPOSITIVOS DE BAJO CONSUMO DE AGUA

- Uso eficiente del agua en las ciudades	798
- Evolución de la calidad de excusados de bajo consumo en México	805
- Alternativa de ahorro de agua en excusados de alto consumo	812
- Evaluación de regaderas de bajo consumo de agua	818
- Evaluación de aparatos de bajo consumo	822
- Fugas en redes de agua potable	828

RURAL

R-1

AGUA EN EL MEDIO RURAL

- Composición química de las fuentes de agua de niebla en áreas rurales de Chile, Perú y Omán 836
- Potabilización del agua en el medio rural 843
- Nuevas tecnologías para una nueva cultura urbana, el caso del SIRDO 848
- Evaluación de filtros de cantera café como potabilización de agua en zonas rurales 856
- Experiencias en costos de recuperación y conservación de agua en sistemas de abastecimiento rural en Nepal 860
- Agua entubada para consumo humano, con participación comunitaria en áreas rurales pobres 866

INDUSTRIA

I-1

PROCESOS DE TRATAMIENTO Y REUSO

- Factibilidad de empleo de agua residual doméstica tratada en la industria mexicana 874
- Tratamiento y reuso de las aguas residuales en la industria azucarera 882
- Obtención de agua potable a partir de mantos salobres o contaminados 891
- Evaluación en laboratorio del comportamiento desincrustantes de una unidad hidromagnética 899
- Uso del agua y la energía en ingenios azucareros/alcoholeros 908

I-2

TRATAMIENTO Y CORROSION

- Factores a considerar para establecer un programa nacional de prevención y control de la corrosión 917
- Los programas de prevención de la contaminación ayudan al ahorro del agua 920
- Propuesta de normativa mexicana para la calificación de inspectores en recubrimientos anticorrosivos 924
- Metodología para diseño, instalación y montaje de plantas tratadoras de efluentes acuosos industriales 933

INDICES

- Índice alfabético por trabajo
- Índice alfabético por países y/o autor

CONTENTS

INTRODUCTION

BASINS

C-1 HYDRO-POWER

- The efficient use of the Amazonian rivers	1
- Analyzing the efficiency of new hydro-power plants using liquid the energy methodology	7
- Nuevo Tuxpango Hydroelectric Project	13
- Experimental studies performed for the Agua Prieta Hydroelectric Project	16
- Efficient water use for power generation	21
- The Agua Prieta hydroelectric project in Mexico	26

C-2 ACQUIFER PRESERVATION

- Soil and water conservation through efficient runoff management	34
- Comparison between simulations and laboratory experiments for investigation of reactive solute transport in homogeneous porous medium	40
- Optimization of water resources managementn through artificial recharge experiences in the Guadalquivir basin	47
- Performance evaluation indices for extreme low flows and impacts on water quality	55
- Soil covering and water production	67

C-3 HYDROGRAFIC INFORMATION SYSTEMS

- A runoff-infiltration model for predicting leachate generation in a landfill	70
- Climate-based calculations of the volume of water on hydrographic basins for its efficient use	76
- Remote sensors and geographic information systems applied to the conservation of soil and water	79
- Teledetection and geographic information system for the analysis of hydric balance for the agricultural border expansion area in the region of "Los Cerrados" (sabana), Brazil	82
- Adjustments to CRAWFORD's model for estimating monthly runoff volume	86
- Efectcs of urban storm water infiltration systems and their evaluations	99

C-4 IMPOUNDMENT USE

- Toward efficient water use in an urbanized river basin, the Green Bay, Wisconsin experience	113
- Efficient water use by combining consumption reservoirs and energy microgeneration even in case of non perennial discharges	118
- Towards an efficient use of water in the valley of Villa de Reyes-Jaral de Berrios, in the states of San Luis Potosi and Guanajuato	123
- Use of syphons for pumping stations in small dams	127

C-5 QUALITY OF WATER FOR REUSE

- Feasibility study of three projects for recycling soapy waters	131
- Microorganism removal through conventional treatment of waste water	137
- Water reuse- water quality and water rights considerations	143
- SIDETRAN's appropriate biophysical process or alternative technology	146
- Waste water reclamation: a proposed water resource for the Gaza strip	154

C-6

WATER USE IN BASINS

- Recreational use of water in the state of Morelos	160
- Texcoco project: a program for integral use of water	164
- Tourism, land development and water quality: the Cayman Islands study	170
- Aquaculture: experiences in San Juan de Miraflores	174
- Lake communication office: its actions	177
- Creating a water conservation ordinance- balancing need with equity	180

AGRICULTURE

A-1

EFFICIENT USE IN AGRICULTURAL DEVELOPMENT

- Irrigated agriculture -end of an era?	184
- Psycho-social factors in the relationship water-education-agricultural productivity	190
- Importance of training farmers for efficient water use in irrigation	198
- Institutional obstacles in the U.S. to the efficient use of water for agriculture	205
- Technical and institutional innovation producing change in water resources management and allocation	213
- Prerequisites for the efficient use of irrigation water	218

A-2

EFFICIENT IRRIGATION

- Irrigation system efficiency in southern Alberta	226
- Intermittent flow efficiency in furrow irrigation	230
- Optimal water management strategies for sustainable agriproduction in Punjab, India	235
- Analysis of agricultural production systems in the hydrological basin of Francisco Villa, Durango, through management of surface runoff	241
- Sprinkling irrigation systems in the arid zone of northern Mexico (Comarca Lagunera)	250
- Sprinkling and drip irrigation system for the efficient use of water: empirical evidences from Karnataka, Southern India	257

A-3**IRRIGATION STRATEGIES**

- Water production functions and their application in optimal forecasting of irrigation	262
- Diagnostic methodology to determine water use per crop	267
- Evaluation of pulsation and traditional irrigation methods: considering irrigation efficiency and water productivity in the cultivation of beans (<i>phaseolus vulgaris</i>) at the Comarca Lagunera	271
- Performance evaluation of irrigation conveyance systems using dynamic simulation models	277
- Uniformity of application of fertilizers in a sprinkler irrigation system	285

A-4**WATER QUALITY IN AGRICULTURE**

- Production of groundwater quality through efficient irrigation	291
- Influence of farm activities on pesticide contamination of groundwater	295
- Use of sulphated and bicarbonated saline water for irrigation	303
- Waste water use in mixed farming system in India	307
- Spatial variability of some physico-chemical properties in an experimental plot affected by salinity in northwestern Mexico	312
- Chemical model of lead migration in surface water	320

A-5**EFFICIENCY IN AGRICULTURAL PRODUCTION**

- Water management as a component of agricultural production in the "henequen" growing zone of Yucatan	328
- Water use rationalization in rice irrigation by flooding	337
- Efficient use of supplementary irrigation of rice in Tabasco, Mexico	346
- Optimization of irrigation water use in barely crops (<i>Hordeum vulgare</i> L.)	350
- Response of alfalfa crops to different soil water content	354
- Efficient use of water when planting maize and fodder sorghum as partial substitutes for alfalfa	361

A-6**IRRIGATION TECHNOLOGY**

- Evaluation of on-farm water and energy use of irrigation in Latin America	365
- Water and energy saving technology in irrigation	369
- MEMBER method for water demand, acitivity and energetic efficiency in crop leaves	376
- Electric energy demand in irrigation agriculture: economics, teriffs and legislation	380
- Effect of soil salinity on moisture deficit and yield of wheat	389
- Moisture recycling within soil-moisture zone by sub-soil reclamation technique	393

A-7**EFFICIENT IRRIGATION II**

- Optimization of conjunctive use of surface and ground water at Barna Command, Madhya Pradesh 397
- Improving the water consumption estimates in the Brazilian semi-humid crops 400
- Evaluation of pressurized irrigation systems (drip and sprinkler) in the region of La Laguna 407
- Efficiency of surface irrigation in Zacatecas. Alternatives of improvement 414
- Efficiency of water use in irrigation districts 422

A-8**CANAL AND DITH TECHNOLOGY**

- Canal hydrometrics 430
- Computer design of long-throat water gauge 438
- Flow totalizer for canals 446
- Feasibility for canal automation to an existing canal - a case study 449
- Flow device for the automatic control of water levels in canals 455

A-9**IRRIGATION EQUIPMENT AND TECHNIQUES**

- Simulation of surface irrigation progress in furrows 463
- Improving the efficiency of center pivot irrigation with LEPA 471
- Evaluation of hydraulic performance of a simplified drip irrigation device 479
- Modernization of furrow irrigation 487
- Performance models of drip-irrigation emitters 495

URBAN**U-1****WATER UTILITIERS LEGISLATION**

- How conserving water help communities meet environmental compliance objectives 503
- The water code of the Republic of Chile within the framework of a social market economy 511
- Legal framework of drinking water and sewage operating utilities 520
- The legal and institutional conundrum of efficient water use in the western United States 523
- The hydraulic protection and security service, as related to support of water management and collection 531
- Efficient use of water and power in the drinking system of the city of Aguascalientes. 536

U-2**RATES**

- Efficient water use -a key factor in rate structure design of a waste water system 541
- Drinking water and sewage service tariffs Mexico. average price and payment in 1990 544
- Position of tariffs in the state of Mexico 549
- Economics and technical change: the water resource conundrum 555
- Pricing policies to support efficient water use 562

U-3

CITIZEN MOTIVATION

- Motivation and public participation -a goal for efficient water use 566
- "The drought is real". Designing a succesful water conservation campaign 570
- Towards an environmentally sustained water management 577
- Federal water conservation activities in the United States 584
- Water in times of Cholera 592

U-4

HYDRAULIC NETWORK LEAKS

- Leaks in doemstic water main taps, a multiple source problem 597
- Gauging of leaks in residential water taps 604
- Method to audit water losses in potablewater distribution networks 612
- Quality of materials and its impact upon the public network and single properties 620
- Correlation, the technological alternative for leak detection 627
- Optimal design of hydraulic networks through consecutive directional analysis 635

U-5

TREATMENT AND REUSE TECHNOLOGIES

- Treatment of residual sludge by composting 643
- Parasite monitoring in wastewater treatment 650
- The SIDETRAN project: surpassing the concept of "utilization of waste water" 660
- Perspectives on the treatment and reutilization of water as a complementary source of supply: the case of the Valley Mexico 666
- Application of reverse osmosis technology for water reclamation in southern California 680
- Hydro-powered reverse osmos(ro) desalination for co-generation 688

U-6

METERING

- Experiences on the selection of gauging equipment 696
- Metering of water in Mexican cities, an institutional task 700
- Operation of micro-meters installed in Guaymas, Sonora 704
- Test methods to certify quality of meters 712
- Revised proposal for the mexican official standard for water meters NOM-CH-1 720
- A laboratory oriented towards the efficient use of water 728

U-7

EFFICIENT USE POLICIES

- Research on water conservation in Portugal 736
- Conserving a vital resource the three-legged stool concept 744
- Network models, a tool for efficient water user 749
- Water prize and its efficient use 757
- A comprehensive approach to water conservation 763

RESIDENTIAL

H-1

RESIDENTIAL WATER

- Integral use of water and elimination of cisterns and water tanks in buildings	770
- Residential water metering in Mexico, selection and operation of equipment	776
- Impact of micro-metering in Guaymas, Sonora	785
- Under and overgauging in Guaymas, Sonora	790

H- 2

LOW WATER CONSUMPTION DEVICES

- Efficient use of water in cities	798
- Quality evolution of low-consumption toilets in Mexico	805
- Alternatives to reduce water consumption in conventional toilets	812
- Analysis of low-consumption showers	818
- Analysis of low-consumption devices	822
- Methodology to reduce water leaks in drinking water networks	828

RURAL

R-1

RURAL WATER

☛ - The chemical composition of fog water supplies in rural areas of Chile, Peru and Oman	836
● - Potabilization of water in rural areas	843
- New technologies for a new urban culture. The case of SIRDO (Integral System of Organic Waste Recycling)	848
○ - Evaluation of brown stone filters as devices to make drinkable water in rural zones	856
- Experience in cost recovery and water conservation in rural drinking water systems in Nepal	860
● - Piped water for human consumption with communal participation in poor rural areas	866

INDUSTRY

I-1	TREATMENT AND REUSE PRECESSES	
-	Feasibility of treated domestic wastewater use by Mexican industry	874
-	Sugar Industry waste water treatment and reuse	882
-	Drinking water availability from brackish or polluted reservoir, a system to obtain drinking water from surface water sources	891
-	Laboratory testing of descaling performance of a hydromagnetic unit	899
-	Use of water and power in sugar/alcohol mills	908

I-2	TREATMENT AND CORROSION	
-	Factors to be considered when establishing a national program for the prevention and control of corrosion for the mexican hydraulic infrastructure	917
-	Pollution prevention programs benefit water conservation	920
-	Proposal of a mexican regulation for the qualification of anticorrosive coatings inspectors	924
-	Methodology for the design, installation and assembly of treatment plants for industrial water outflows	933

TITULOS DE PONENCIAS

A runoff-infiltration model for predicting leachate generation in a landfill	70
A comprehensive approach to water conservation	763
Acuicultura-experiencias en San Juan de Miraflores	174
Adaptaciones al modelo de Crawford de estimación del volumen escurrido mensual (Primera solución)	86
Aforo de fugas en tomas domiciliarias	604
Análisis de factibilidad en tres proyectos de reuso de aguas jabonosas	131
Analysing the efficiency of new hydropower plants using the liquid energy methodology	7
Application of reverse osmosis technology for water reclamation in southern California	680
Aprovechamiento integral del agua y eliminación de cisternas y tanques sobre las edificaciones	770
Cálculo, con base en clima, del volumen de agua de las cuencas hidrográficas para un uso eficiente de la misma	76
Calidad de los materiales y su impacto en la red pública y en las instalaciones prediales	620
Comparison between simulations and laboratory experiments for investigation of reactive solute transport in homogeneous porous medium	40
Conservación de suelo y agua mediante prácticas de manejo de escurrimientos para hacer eficiente su uso	34
Conserving a vital resource --the three-legged stool concept	744
<i>Correlación, la alternativa tecnológica en detección de fugas</i>	627
Creating a water conservation ordinance--balancing need with equity	180
Diseño óptimo de redes hidráulicas mediante análisis consecutivos direccionados	635
Diseño por computadora de aforadores de garganta larga	438
Dispositivo fluídico para el control automático de niveles en canales	455
Economics & technical change: the water resources conundrum	555
Effect of soil salinity on moisture deficit & yield of wheat	389
Effects of urban stormwater infiltration systems and their evaluation	99
Efficient water use by combining consumption reservoirs & energy microgeneration even in case of non perennial discharges	118
Efficient water use for power generation	21
Efficient water use: A key factor in rate structure design of a wastewater management Systems	541
Eficiencia del flujo intermitente en riego por surcos	230
Eficiencia del riego superficial en Zacatecas, alternativas para mejorarla	414
Eficiencia en el uso del agua en distritos de riego	422
El agua en los tiempos del cólera	592
El código de aguas de la República de Chile, en el marco de una economía social de mercado	511
El manejo del agua como componente en producción agrícola en la zona henequenera de Yucatán	328

El nuevo proyecto de norma oficial Mexicana de medidores para agua NOM-CH-1	720
El precio del agua y su uso eficiente	757
El proyecto hidroeléctrico Agua Prieta, Jal.	26
El proyecto SIDETRAN: dejando atrás el concepto "aprovechamiento de aguas negras"	660
El servicio de protección y seguridad hidráulica, implícito al apoyo de la administración del agua y a la recaudación	531
El uso de aguas salinas bicarbonatadas y sulfáticas para riego	303
El uso de sistemas de información geográfica y percepción remota en la conservación de agua y suelo	79
El uso eficiente del agua y la energía en el sistema de agua potable de la ciudad de Aguascalientes, Ags.	536
Electric energy demand in irrigation agriculture: economics, tariffs and legislation	380
Esquema preliminar de obras menores en explotación de pequeñas cuencas con fines agrícolas	107
Estudios experimentales realizados para el proyecto hidroeléctrico Agua Prieta	16
Evaluación en el laboratorio del comportamiento desincrustante de una unidad hidromagnética	899
Evaluación de filtros de cantera café como potabilizadores de agua en zonas rurales	856
Evaluación de la calidad de los excusados de bajo consumo en México	805
Evaluación de los métodos de riego: por pulsaciones y tradicional en función de la eficiencia de riego y la productividad del agua en el cultivo del frijol (<i>Phaseolus vulgaris</i>) en la Comarca Lagunera	50
Evaluación de sistemas de producción agrícola en áreas beneficiadas con escurrimiento superficial en una cuenca hidrológica	46
Evaluación de sistemas de riego por aspersión y goteo en la región lagunera	407
Evaluación del desempeño de sistemas de conducción por riego usando modelos de simulación dinámica	51
Evaluación del uso de agua y energía para riego en países en vías de desarrollo	365
Experiencias en la selección de equipos de medición	696
Factibilidad de empleo de agua residual doméstica tratada en la industria Mexicana	874
Factores a considerar para establecer un programa nacional de prevención y control de la corrosión para la infraestructura hidráulica Mexicana	917
Factores psicosociales en la relación agua-educación-productividad agrícola (*)	190
Feasibility for canal automation to an existing canal, a case study	449
Federal Water conservation activities in the United States	584
Fugas en redes de agua potable	828
Funcionamiento de micromedidores instalados en Guaymas, Sonora	704
Funciones de producción del agua y su aplicación en el riego	48
Hacia un manejo integral del agua	577
Hacia un uso eficiente del agua en el Valle de Villa de Reyes-Jaral de Berrios, en los estados de San Luis Potosí y Guanajuato	123
Hidrometría para canales	430
How conserving water can help communities meet environmental objectives	503

Hydro-powered reverse osmosis (RO) desalination for co-generation	688
Impacto de la micromedición en Guaymas, Sonora	785
Importance of farmers training for efficient use of water in irrigation	198
Improving the efficiency of center pivot irrigation with LEPA	471
Improving the water consumption estimates in the Brazilian semi-humid crops	400
Influence of farm activities on pesticide contamination of groundwater	295
Institutional obstacles in the U.S. to the efficient use of water for agriculture	205
Irrigated Agriculture -The end of an era?	184
Irrigation system efficiency in southern Alberta	226
La cobertura del suelo y la producción de agua	67
La eficiencia en el uso del agua en los distritos de riego	422
Las fugas de agua en tomas domiciliarias. Un problema con orígenes múltiples	597
Los sistemas de riego por aspersión en el cultivo de alfalfa en el norte de México (Comarca Lagunera)	46
Marco jurídico de los organismos operadores de agua potable y alcantarillado	520
Medición del agua en las ciudades Mexicanas. Un esfuerzo institucional	700
Medición domiciliaria en México. La selección del equipo hasta su operación permanente	776
Método MEMBER en la Demanda, Actividad y Eficiencia Energética del agua en hojas de cultivos agrícolas	376
Método para evaluar pérdidas de agua en redes de distribución de agua potable	612
Metodología de diagnóstico para determinar el uso del agua por los cultivos	49
Metodología para diseño, instalación y montaje de plantas tratadoras de efluentes acuosos industriales	933
Métodos de prueba para certificar la calidad de los medidores de uso doméstico	712
Modelo químico de la migración de plomo en agua superficial	320
Modelos de funcionamiento de emisores para riego por goteo	495
Modernización del riego por surcos	487
Moisture recycling within soil-moisture zone by sub-soil reclamation technique	393
Monitoreo de parásitos en tratamiento de aguas residuales	137
Motivation and public participation a goal for efficient water use	566
Nuevas tecnologías para una nueva cultura urbana, el caso del Sirdo	848
Obtención de agua potable a partir de mantos salobres o contaminados	891
Oficina de comunicación del Lago: sus acciones	177
On-farm water and energy use for irrigation in Latin America	365
Optimal water management strategies for sustainable agricultural production in Punjab, India	235
Optimización de la Gestión de los recursos hidráulicos mediante la recarga artificial. Experiencias en la cuenca del Guadalquivir	47
Optimización del uso del agua de riego en el cultivo de cebada en el sur del estado de Chihuahua	350
Optimization of conjunctive use of surface and ground water at Barma Command, Madhya Pradesh	397
Performance evaluation indices for extreme low flows and impacts on water quality	55
Performance evaluation of irrigation conveyance systems using dynamic simulation models	277
Perspectivas para el tratamiento y reuso del agua como	

fuerza de abastecimiento complementaria	680
Pollution prevention programs benefit water conservation	920
Potabilización del agua en el medio rural	843
Pre-requisites for efficient use of irrigation water	218
Precio del agua y su uso eficiente	757
Políticas to support efficient water use	562
Procesos biofísicos de la "tecnología alternativa-apropiada" del Sidetran	146
Propuesta de normativa Mexicana para la calificación de inspectores en recubrimientos anticorrosivos	924
Protection of groundwater quality through efficient irrigation	291
Proyecto hidroeléctrico Agua Prieta	26
Proyecto hidroeléctrico Nuevo Tuxpango	13
Proyecto Texcoco: un programa de aprovechamiento integral del agua	164
Remoción de microorganismos por medio del tratamiento convencional de las aguas residuales	650
Research on water conservation in Portugal	736
Respuesta de la alfalfa a diferentes contenidos de humedad de suelo	354
Reuso en acuicultura de las aguas residuales tratadas en las lagunas de estabilización de San Juan, Lima	174
Simulación del avance superficial del riego en surcos	463
Situación tarifaria en el Edo. de México	549
Sensores remotos y sistemas de información geográfica aplicados a la conservación del suelo y agua	79
Sprinklers & drip irrigation system for efficient water use: empirical evidence from Karnataka, South India	257
Sprinkling and drip irrigation system for the efficient use of water: empirical evidences from Karnataka, Southern India	44
Sub y sobre medición en Guaymas, Sonora	790
Tarifas de agua potable y alcantarillado en México. Precio medio y pago medio 1990	544
Technical & institutional innovations changing water resources management and allocation in the western United States	213
Teledetección y sistema de información geográfica para la evaluación del balance hídrico de área de expansión de la frontera agrícola en región de los "Cerrados" (Sabana) Brasil.	82
The chemical composition of fog water supplies in rural areas of Chile, Peru and Oman	836
"The drought is real": designing a successful water conservation campaign	570
The efficient use of the Amazonian rivers	1
The legal and institutional conundrum of efficient water use in the western United States	523
Totalizador volumétrico para canales	446
Tourism, land development and water quality: the Cayman islands study	170
Toward efficient water use in an urbanized river basin: The case of Green Bay, Wisconsin	113
Tratamiento de lodos residuales por composteo	643
Tratamiento y reuso de las aguas residuales en la industria azucarera	882
Un laboratorio orientado al uso eficiente del agua	728
Uniformidad de aplicación de fertilizantes en un sistema de riego aspersión	285

Uso del agua y la energía en ingenios azucareros-alcoholeros	908
Uso eficiente del agua al sembrar maiz y sorgo forrajero como sustitutos parciales de alfalfa	365
Uso eficiente del agua en el medio urbano industrial	749
Uso eficiente del riego de auxilio del arroz en Tabasco, México	346
Uso recreativo del agua en el estado de Morelos	160
Utilización de sifones para estaciones de bombeo en presas pequeñas	127
Variabilidad espacial de algunas propiedades fisicoquímicas de una parcela experimental afectada por la salinidad en el Valle del yaqui, México	312
Waste water reclamation: a proposed water resource for the Gaza strip	154
Waste water use in mixed cropping system in India	307
Water and energy saving technologies in irrigation	369
Water reuse-water quality/water rights considerations	143
Water Use rationalization in rice irrigation by flooding	337

THE EFFICIENT USE OF THE AMAZONIAN RIVERS

Marco A. Di Lascio Mario D. Araujo Neto Juan J. Verdesio Bentancurt Electrical Eng. Dept.
Geography Dept. Energy Research and Studies Center - NEPE University of Brasilia - UnB 70919
- Brasilia - DF - Brazil

ABSTRACT

The objective of this paper is to propose a system designed to promote the preservation of the Amazon environment based on the augmentation of the cultural self defence of the local populations. To achieve these goals, it will be necessary to plan a sustainable development for the region with an integrated agriculture and an exploitation of the renewable resources, with the profits obtained from these activities totally reinvested in the Region. As Amazonia's most important renewable resource, after the forest, is hydropower and its capacity is bigger than the necessary for the region, the exportation of electricity could mean the availability of financial support to ensure the regional integrated development. Because of the great environmental disturbances caused by the reservoirs, it will be necessary to provide a better and more realistic conceptual framework to guide the dam s projects. In order to deal with this controversial problem, this paper analyzes the strategic importance of the region as a natural supplier of energy, the past experiences in the occupation of the land, the importance of hydroelectric liquid energy definition, the importance of the region as an unknown ecosystem which must be understood and, finally, the use of hydropower as a basis for sustainable development.

INTRODUCTION

Since the beginning of the occupation of the Brazilian territory by the Europeans, the amerindian population of Amazonia has been drastically reduced due to the cultural contacts with the white men. There are a number of cases where the effects of agricultural and mining activities have resulted in the death of many amerindians, and in some cases, the extinction of the whole population. Many have been killed by the white men's diseases or in conflicts with them, and their culture has been disturbed in such a degree that the final result is its virtual disappearance. Therefore it is practically impossible to report, in this country, any contact with the white man s civilization that have resulted in benefits for the amerindians. Also, for the newly arrived populations, the situation is not good because the majority of them are illiterate workers who have moved from the poor parts of the country. To worsen the situation, the natural resources of this very rich region have been subjected to severe economic pressure, in terms of using all of its renewable or non-renewable resources, to face the demands of goods and energy from the wealthy populations of other parts of Brazil, or even foreign countries.

To curb the environmental destruction of the Amazon region, it will be necessary to augment the cultural self defence of the local populations promoting education in order to give them the necessary knowledge about the modern western civilization and increasing their standard of living. It will be necessary to plan a sustainable development for the region, i. e., the development that meets the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their own needs. Regenerative agriculture and exploitation of the renewable resources with reinvestment of the profits in the region can be the key factor to promote the sustainable development.

After the forest, Amazonia's most important renewable resource is hydropower, and its capacity is bigger than the necessary for the region. Thus, exportation of electricity could mean the availability of financial support to ensure the regional integrated development with more schools, colleges, hospitals, electricity, water treatment plants, etc. Because the great environmental impact of the reservoirs make this proposition difficult to be accepted, it will be necessary to provide a better and more realistic conceptual framework to guide the studies and analysis of environmental assessments which deal with the construction of the dams (Di Lascio and Di Lascio, 1990; Di Lascio, Verdesio Bentancurt and Araujo Neto, 1991).

The objective of this paper is to advance the proposition of a methodology for the use of Hydropower for Sustainable Development (HYSUD) of Amazonia. In agreement with the use of Amazon hydropower, Araujo Neto, Di Lascio and Di Lascio (1991) suggest that terrestrial ecosystems are less resilient than freshwater ecosystems, corroborating the fact that hydroelectricity seems to be the best renewable Amazon resource to be exploited. Also in the direction of the use of Amazon hydropower is the study developed by Verdesio Bentancurt, Di Lascio and Araujo Neto (1991) that demonstrated the existence of high liquid energy losses in the programmed South-Eastern Dams. These losses, caused by the transference of the tasks previously done in the areas to be flooded, could be greater than those necessary to transport the same amount of electricity from the Amazon Region.

Another point included in this work is the choice of the transmission type for the exportation of the electricity produced in the Amazon Region. The major problem is to avoid the industrial dissemination that normally occurs when electrical energy is copiously produced and well transported in a region. To avoid this problem, Di Lascio and Di Lascio (op. cit.) suggested the use of High Voltage Direct Transmission (HVDC), because the high costs of the electrical terminals prevent the installation of industries along the transmigsion lines.

Regarding the Brazilian economic aspects, the country is being required to use trade surplus to service the debt, and to draw heavily on non-renewable resources to do so. In addition, the present social situation of the country is very difficult due to a ten year period of nearly no growth. This extremely bad situation, along with a real social convulsion menace, permits a favorable bargain position for the environmentalists. If they could ally the production of hydroelectricity with a good case of sustainable development for Amazonia, they could in exchange request the control of the international money flow.

THE STRATEGIC IMPORTANCE OF THE REGION AS A NATURAL SUPPLIER OF ENERGY

Historically, hydropowered generator stations played the major role as sources of electric energy in Brazil. It is estimated that the best hydroelectric Brazilian resources amount to about 217 gigawatts, and the country's increasing electricity demand exceeds 100 GW from 1990 to 2010, or more than 200 percent in twenty years. By the end of this century, all the hydroelectrical resources of the Southern developed region will be implemented. Table 1 shows the importance of Amazon hydropower in the future, with an installation of more than 40 GW in the region. This amount represents less than a half of the first most economic 100 GW that could be taken from the Amazon rivers.

Table 1: Growth of Brazilian electrical energy demand and installed capacity projected by the utilities up to the year 2010.

Year	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010
Electricity Demand, GW	1.8	4.5	10.4	31.2	50	86	152
Installed Capacity, GW	1.9	4.8	11.2	33.2	55	92	160
Amazon Hydro-Power, GW	-	-	-	-	4	9	46

Source: data revised by the authors from official figures.

It is also necessary to point out that, at a time when an exploding population takes inventory of its energy resources and when alternative energy sources are not plentiful, the contemplation of such big hydroelectric reserves, in Amazonia, without providing its rational use, may be judged as an extremely poor and short sighted planning policy.

THE PAST EXPERIENCES IN THE OCCUPATION OF THE LAND

Nothing in the history of the Amazon seems to have approached the clearcutting now being inflicted on the ecosystem by human beings. Actually, near 15000 sq km of virgin forest are being burned each year, increasing the 400000 km² already devastated (Fearnside, Tardin and Meira Filho, 1990). The contemporary reality is that much of the Amazon basin will be turned into pasture as people clear the land for cattle grazing, bringing as a consequence the probable desertification process because of the high incidence of low fertility soils in the region. It is also important to remember the environmental destruction caused by industrial projects, and the mining exploitations responsible for the high degree of water pollution with heavy metals, including the dangerous mercury (Pfeiffer et al. 1990).

Almost all of the already existing Amazonian hydropower plants have also resulted in extremely hazardous consequences to the environment. Of just three hydroelectric plants in operation, only Coaracy Nunes of 70 MW with a small lake of 23 km² and a short water residence time, of about 20 days, had a quite negligible environmental impact, which is balanced by the possibilities of recreation, fishing and electrical energy production. On the other hand, in Tucuruí of 4000 MW with a lake of 2430 km² and Balhina of 250 MW with its 2360 km², the environmental impact caused by these enormous and also stagnant lakes are very high. One important point to be considered is the unsuccessful rescue campaigns of animals, carried out during these big reservoirs' implementation, because of the lack of knowledge about the adaptation of the species to the new habitats. In this case, the transferred animals were practically condemned to death, due to the live competition with the already existing fauna (Henriques, 1988). In the social aspect, the hydropower projects bring nothing to the old resident populations but a visible deterioration in the life quality, maintaining the poverty and increasing prostitution. In fact, there are two kind of towns near the Dams: one is rich, occupied by foreigners employed in the hydroelectrical plant; the other is poor and inhabited by local people. The economic aspect is another appalling situation, with more than half of Tucuruí's energy sold by only 35% of its real cost for aluminium exportation plants (Pinguelli Rosa and Schaeffer, 1988).

THE IMPORTANCE OF THE HYDROELECTRIC LIQUID ENERGY DEFINITION

Normally, the hydroelectric projects are evaluated in terms of their regional influence, and considering only traditional economic aspects. The majority of such evaluations do neglect liquid energy considerations (Odum and Odum, 1976; and Verdesio Bentancurt, op. cit.), for example, those due to loss of fertile soils and transference of farmers. Therefore even if the project is successful in terms of its engineering and economic aspects, it may be considered inefficient when the extra energy amount, necessary to accomplish the same tasks previously done in the flooded areas, is deducted from the hydroelectric production. In other words, this means the Hydroelectric Liquid Energy Determination (HYLED) of the facility.

For the industrial Southern Brazilian region, where the new hydroelectric schemes with low water heads and large reservoirs are located in densely populated areas, a comparative calculation of the final energetic balance could demonstrate a better global system efficiency if the plants were constructed in Amazonia. Therefore, the previous determination of the liquid energy balance is a key factor to be considered before the implementation of any hydroelectric project.

THE IMPORTANCE OF THE REGION AS AN UNKNOWN ECOSYSTEM WHICH MUST BE UNDERSTOOD IN TERMS OF ITS ENERGY FLOWS AND NUTRIENTS CYCLING

In the case of the vast Amazon land, the problem of the environmental analysis is very complex, and up to this moment, almost nothing has been done. In order to achieve the proposed objective, i. e., the integrated use of Amazonian water resources, Di Lascio Verdesio Bentancurt and Araujo Neto (op. cit.) propose a Hydroelectric Site Evaluation Scheme (HYSES) shown in Figure 1.

The HYSES, described in Figure 1, basically consists of a preparation of a biophysical and social-economic inventory based on remote sensing data, and field surveys which includes the number of threatened or endangered plant and animal species which may occur in the study area. This inventory includes not only the area of the reservoirs but also the drainage basin and the transmission lines corridors. The idea of this approach is to emphasize primary and interaction impacts and to ensure that a broad range of considerations would be examined, highlighting the key impacts. Since all information has been collected on the study area, the next step will be the use of a Geographical Information System (GIS) for the integration of the data collected to define the sufficient space for growth, nutritional resources and other requirements necessary for survival. This is, in other words, the determination of the critical habitats which will be considered as preservation areas for endangered plant or animal species. Even if no imperiled species are found, the information gained during the study will be extremely valuable to the knowledge of the region.

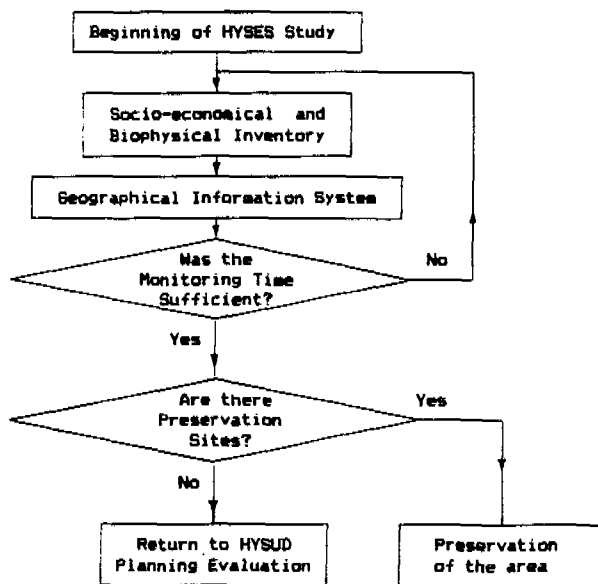


Figure 1. Hydroelectric Site Evaluation Scheme, HYSES.

At this point it is important to reinforce that, in the case of the local populations, their participation in the determination of the preservation sites is very important because some cultural values are not possible to be correctly evaluated by any remote sensing or statistical studies. Consequently, in this phase of the analysis, the participation of an expert in anthropology is recommended.

THE USE OF HYDROPOWER AS BASIS FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT

The elaboration of a complete methodology of Hydropower for Sustainable Development (HYSUD) is the main proposition of this work and its diagrammatic representation is shown in Figure 2. Once the HYSUD is accomplished, the Hydroelectric Construction Permission (HYCOPE) can be provided and the plant implemented. Basically, the proposed methodology has to balance two opposite characteristics. A flexible scheme of work, that permits its adaptability to the natural social changes and ensures the participation of local communities. On the other hand, it should be strict enough to maintain the HYSUD basic principle of sustainable development with a substantial increase in the local standard of living.

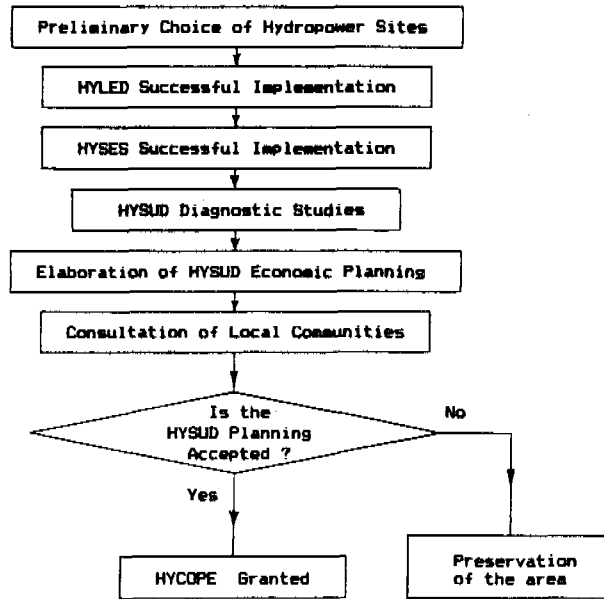


Figure 2. Hydropower for Sustainable Development (HYSUD) diagram.

The HYSUD method must incorporate the liquid energy analysis for the all of the new hydropower Plants that could supply the augmentation of the demand. In this case, the determination of the energy losses for the flooded forest in Amazonia will be difficult, because of the problem of evaluating the forest ideal exploitation rate and its fuel consumption in the wood transportation.

The hydroelectric for sustainable development method also incorporates the HYSES method previously described and the socio-economic aspects related to the population affected by the hydroelectric projects, as well as a diagnostic and suggestions for the Amazon region, which must be linked to the country's requirements and development strategies.

At this point it is important to consider, in case of the planning affecting ecosystems, thus the first principle must be the acceptance that the human beings are just one species among others on the whole planet. If this viewpoint is adopted, it will be possible to think about the use of the environment for the benefit of the local populations.

Finally, it is necessary to include here a discussion about the choice of the type of transmission line for the transportation of electricity. The Amazon electric transmission choice has to be based upon a combination of technical, economical, and environmental factors. There are a number of reasons for the increasing popularity of HVDC transmission. One practical reason, for example, is that HVDC lines transmit electricity with fewer losses over long distances than ac lines (Fischetti 1984). The use of HVDC transmission will avoid industrial dissemination along the transmission lines. This practice will be at the same time responsible for minimum environmental impacts (Di Lascio and Di Lascio, op. cit.). The high electrical

terminal costs are the major reason to prevent the industrial dissemination along the HVDC lines. Only very small loads, as a small village, can be supplied with quite reasonable costs using the neutral circuit breaker technique developed by BPA (Boneville Power Administration) in the US - West Coast.

CONCLUDING REMARKS

For the integration of hydropower plants with Amazonia biophysical and social environments the main condition is that they must satisfy the following aspects: protection of the ecosystem, education focusing regional problems, implementation of an integrated agriculture, no industrial dissemination and the exportation of the hydroelectric energy. From these points, it is important to emphasize that "education focusing regional problems" means to direct schools and colleges to studies such as tropical medicine, anthropology, biology, botany, ecology, etc. Concerning the point related to the exportation of the hydroelectric energy, it means that the profits from the sale of this electrical energy to other Brazilian regions will have to be totally applied in the region, and consequently contribute to the sustainable development of the region.

It is also possible to state unequivocally that there seems little likelihood that the Brazilians will not use the vast inexpensive Amazon hydropower, even against the opinion of all other nations. In fact, the only feasible interference in the Brazilian decisions could be in the direction of a sustainable development Planning for Amazonia with environmental preservation, as proposed in this project, with a policy based on the integration of hydropower plants with the physical and social environments, in order to improve the living standards of the resident population in the region. In other words, this means the application of royalties from the use of this renewable resource to improve the existing infrastructure, either urban or rural. It is also important to say that even if a law in Brazil's new 1988 constitution allows royalties to municipalities exporting electricity, the better way to guarantee the application of selling electric profits in the region must be the participation of all of the local populations in the ownership and in the administration of the hydroelectric facilities.

Finally, due to the great plant and animal diversity in Amazonia, it is quite reasonable to propose that artificial lakes should not exceed 500 sq km with an output rate of no less of 2 kw/ha. Also it is important to point out that a smaller output will mean, when compared with worldwide projects, a bad utilization of the flooded area. These re-tribution - surely limit the hydropower utilization to the first 100 GW, and no more than 100000 sq km of flooded area, normally established by economic limitations.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are grateful to the National Scientific and Technological Development Council (CNPq) of Brazil and the Brasilia University (UnB) for their support in the preparation and presentation of this paper.

REFERENCES

- Araujo Neto, M. D.; Di Lascio, V. L. and Di Lascio, M. A. (1991). Stability and resilience concepts applied to reservoirs impact in Amazon Region. VIIIth World Congress on Water Resources, Organized by: International Water Resources Association (IWR A), Rabat, Morocco: 13-18 May, 6 pages.
- Di Lascio M. A. and Di Lascio V. L. (1990). A água como geradora de eletricidade: o caso da Amazonia, International Seminar on Hydrology and Water Management of the Amazon Basin, Organized by IWR A and ABRH, Manaus/ AM, Brazil: 5-9 August, 9 pages.
- Di Lascio, M. A.; Verdesio Bentancurt, J. J. and Araujo N., M. D. (1991) HYdroPower for sustainable development of the Amazon Region. VIIIth World Congress on Water Resources, Organized by: International Water Resources Association (IWR A, Rabat, Morocco: 13-18 May, 8 pages.
- Fearnside, P.M., Tardin, A. T. and Meira Filho, L.G. (1990). Deforestation rate in Brazilian Amazonia, Manaus: printed by National Institute for Research in Amazonia (INPA), 8 pages.
- Fischetti, Mark A. (1984). Technology'84: Power and energy. IEEE Spectrum, volume 21, no. 1, January, pp. 72-77.
- Henriques, R. P. B. (1988). Salvamento ou massacre?, Ciencia Hoje, volume 8, n- 46, september, pp. 64-66
- Odum, H. T. and E. C. Odum (1976) Energy basis for man and nature, New York: printed by McGraw -Hill Inc.
- Pfeiffer, W. C.; Malm, O.; Souza, C. M. M.; Lacerda, L. D. and Silveira, E. G. (1990) A ameaça do mercúrio nos garimpos, Ciencia Hoje, volume 11, no. 1, february, pp. 10-12.
- Pinguelli Rosa, L. P. and Schaeffer, R. (1988). A Política energética brasileira. In As hidrelétricas do Xingu e os povos indígenas, Sao Paulo: printed by Zerodois Servicos Editoriais, pp. 53-58.

Verdesio Bentancurt, J. J.; Di Lascio, M. A. and Araujo N., M. D. (1991) A methodology for liquid energy determination in hydroPower Plants. vVIIth World Congress on Water Resources, Organized by: International Water Resources Association (IWR A), Rabat, Morocco: 13-18 May, 8 pages.

ANALYSING THE EFFICIENCY OF NEW HYDROPOWER PLANTS USING THE LIQUID ENERGY METHODOLOGY

Juan J. Verdesio Bentancurt Marco A. Di Lascio Mario D. Araujo Neto Geography Dept. Electrical Eng. Dept. Geography Dept. Energy Research and Studies Center - NEPE University of Brasilia - UnB 70919 - Brasilia - DF - Brazil

ABSTRACT

The efficiency of new hydropower plants in Brazil is discussed using a new methodology named Hydroelectric Liquid Energy Determination (HYLED). This method takes into account the losses of fertile soils, mineral deposits, transference of roads and others factors affected by the creation of reservoirs. An example of a projected hydropower plant, Bocaina Dam in Minas Gerais state, is studied. The work was carried out in three phases: 1) remote sensing survey; 2) detailed field survey of the area and 3) analysis of the data through the use of a GIS and elaboration of land use maps. The preliminary results showed losses of 7.7% up to 15.95% of the energy produced by the plant, when considering present and maximum agricultural scenarios.

INTRODUCTION

In Southern Brazilian region the last possible sites for hydropower plants are close or inside developed urban and agricultural areas. Also these last harnessing energy schemes are of low quality because they have a low energy production density by flooded area. Another very important point to be considered is that from its entire area Brazil has only 14% of it adequate for agriculture is good fertile lands and these soils are basically located in the same place of those last possible hydroelectric schemes. Then it is easy to predict that, the construction of these hydropower plants will flood significant portions of these last existent fertile soils, heavily used by agricultural activities and cause an increase in the agricultural consumption.

On the other hand, there is actually an option to provide electric energy for the Brazilian development using the Amazonian hydropower. For the analysis of this option it is necessary to consider that, the losses are less important, in the transportation of energy from Amazonian to the distant populated areas, than the liquid energy reduction in Southern harnessing energy schemes due to the transference of activities caused by the new reservoirs.

Therefore, it is reasonable to devise means of comparing both alternatives since the loss of good agricultural land, in a populated region, is comparatively a big problem as the inundation of large areas in Amazonia rich in animal and plant species. It is also important, at this point, to remember that the projected Amazonian hydropower installations could improve the environmental outlook to an acceptable level (Di Lascio, Verdesio Bentancurt and Araujo Neto 1991).

To contribute in the discussion about the efficiency of new Brazilian Southeastern hydropower plants, this study will adopt the Hydroelectric Liquid Energy Determination (HYLED) methodology to present the Bocaina Dam Project performance as proposed by (Verdesio Bentancurt, Di Lascio and Araujo Neto 1991). This article will present the preliminary results of remote sensing work and field surveys, carried out to demonstrate the usefulness of the HYLED methodology.

THE IMPORTANCE OF HYDROELECTRIC LIQUID ENERGY DEFINITION (HYLED)

Normally, the hydroelectric projects are evaluated in terms of their regional influence, and considering only traditional economic aspects. The majority of such evaluations do neglect liquid energy considerations (Odum and Odum, 1976; and Verdesio Bentancurt, op. cit.), for example, those due to loss of fertile soils and transference of farmers. Consequently, even if the project is successful in terms of its engineering and economic aspects, it may be considered inefficient when the extra energy amount, necessary to accomplish the same tasks previously done in the flooded areas, is deducted from the hydroelectric production. Thus the determination of the liquid energy of a proposed hydroelectric facility, may show its efficiency in a much lower level than it is normally being considered.

For the Southern Brazilian region, where the newly projected hydroelectric schemes are located in intensively occupied areas, with the characteristics of low water head and large flooding area, the calculation of the final energetic balance could demonstrate a better global system efficiency, if those plants could be constructed in Amazonia. Thus, the previous HYLED for all of those new power plants is a key factor to be considered before the implementation of any new hydroelectric project.

THE HYDROELECTRIC LIQUID ENERGY DETERMINATION METHODOLOGY

In this section it will be briefly described the HYLED methodology. The approach is innovative because it considers the extra supply of energy necessary to restore the same tasks previously done in the reservoir's area. It also considers all other factors where the new reservoir may change the global energy consumption.

In broad terms the liquid energy methodology analyses the energy losses due to the floodings of the area and has the following relation:

$$LEP = GPE - ERL$$

where,

LEP = Liquid Energy Production in the hydroelectric plant

GPE = Gross Produced Energy neglecting the equipment losses

ERL = Energy Reservoir Losses due to the flooding of the area.

The term losses due to the flooding of the area (ERL) was calculated using satellite images, maps and local data collected in the field by the authors. These data were used to determine the increase in energy necessary to maintain the same activities outside the flooded area. The information from the maps was crossed through the use of a Geographical Information System (GIS). Thus it was possible to estimate the environmental impact of the reservoir in terms of the flooded soils and roads and to calculate the total losses including those caused by the migration of farmers to poor areas (low fertile soils). The use of GIS also allowed the calculations of the losses due to change of the regional transport network. Then the annual hydroelectric Liquid Energy Production could be estimated.

THE ANALYSIS OF BOCAINA DAM PROJECT

Applying the Hyled methodology a research has been carried out in the region of the Bocaina Dam project, whose location and area of influence is illustrated in Figure 1. The area has been studied through the digital processing of LANDSAT TM images, Land Use and Vegetation maps. These maps have been checked in field surveys.

The northeast of the municipality of Coromandel and its surroundings districts, located in the other side of Bocaina reservoir, will be mostly affected by the Project. Its main connection to Uberlândia is the Coromandel-Paracatu road which is responsible for the transportation of 60% of fertilizers for agriculture and grain produced in this northeast region. This road will be flooded by the reservoir and the construction of a bridge is a remote possibility due to the high costs involved. This fact will cause an increase of 15 km in the routes because of the deviation in this road. As a consequence, the fuel consumption for all the road cargoes trucks will increase by an amount of 460 kcal/ton/km. In addition, the reservoir will flood the only limestone deposits available in nearby area. This limestone, necessary to correct the soil pH, will have to be mined in an area approximately 50 km away from the agricultural sites.

To start the Hyled analysis, a first scenario, named scenario 1, is established representing the actual occupation of the land inside and outside the reservoir. From the 439 km² of the reservoir's area, 231 km² are actually occupied by agricultural uses as described in Table 1. In Figure 2, the land use map shows part of the reservoir area in order to give an idea of the areal distribution of those cultivations. Maize is the predominant cultivation inside the reservoir's area, which is plain with large availability of water. From the map it is also possible to see the intense agricultural use of areas outside the reservoir. This was corroborated by recent field survey, which confirmed the occupation of most of the fertile lands.

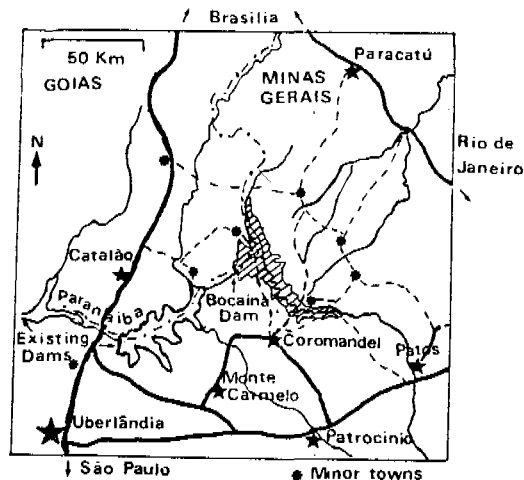


Figure 1. Bocaina Dam site and its area of influence.

In regard to the cultivable lands, still available inside and outside the reservoir, a second scenario was defined, and also included in table 1. In this scenario, it was estimated and admitted, the use of those potentially agricultural areas.

Table 1. Characteristics of present and possible land use optimization for the Bocaina Dam project and Coromandel nearby area in hectares.

irrigated rice	--	3970	165	3970
non irrigated rice	600	600	4200	3000
coffe	1074	7500	14000	29000
bean	600	2100	1000	2000
pea bean	300	500	437	1000
maize	1920	10000	12000	24500
soy bean	1731	800	10000	21000
irrigated wheat	--	--	290	700
cultivated pastures	16953	10000	93000	55800
total	23178	42130	135092	140970

In both scenarios it is necessary to consider the energy increase in the transfer of activities due to the formation of the reservoir. As the fertile areas outside the reservoir are already occupied, this transference will have to be made towards low fertility lands.

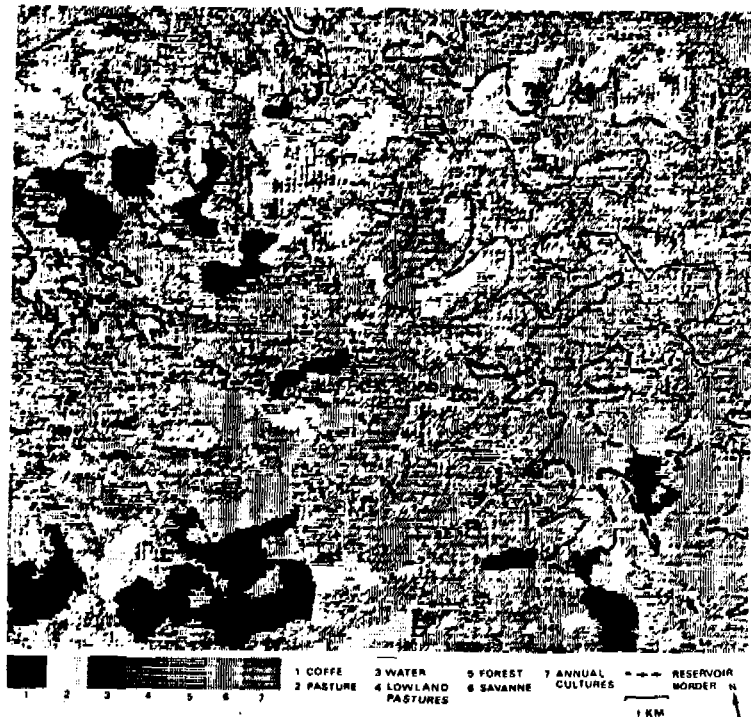


Figure 2. Land Use map of Bocaina Dam site.

There are several types of energy consumption normally related to agriculture, like the use of fertilizers, acidity correction, pesticides, irrigation, machinery versus soil type, etc. In the present study, from these topics, only the increase in energy consumption due to fertilizers and soil improvement and their consequences in the use of machinery, was focused. As shown in Table 2, the difference in terms of energy consumption was accounted, for the most significant cultures inside the reservoir area. The results were confronted with the same cultures in similar area of low fertility soils.

The losses of energy caused by the flooding of Coromandel-Paracatú road were evaluated by the consideration of the following points: a) change in the route of crop yields and fertilizers transportation of the northeast area due to the obstruction of the road linking Cornomandel to Paracatú; b) loss of the limestone deposits.

Table 2. Energy consumption increase caused by the reservoir in kWh/year

Agric. activities inside reservoir	operation	energy consumption increase	
		scenario 1	scenario 2
coffee	soil work	8392	60000
	fertilizers	1109141	7745400
	work	322200	223000
maize	soil work	3760	30000
	fertilizers	3889920	20260000
	work	146461	762800
soy bean	soil work	7911	33360
	fertilizers	1787639	8261760
	work	151601	700640
pastures	soil work	41196	24300
	fertilizers	8289399	4948600
	work	1300432	767100
Other activities			
transportation of crop yields		1176833	3361873
transportation of fertilizers		3633646	5730000
loss of lime deposits		43657407	79861111
Total		65548138	134794146
Per cent of GPE		7.75	15.95

The Bocaina Dam project has been established with an installed capacity of 171 MW, and a GPE of 845340 MWh/Year. Only considering the present land use, characterized as scenario 1, the energy loss already reaches 7.75%. This loss can be larger, reaching 15.95% of GPE, when the soil is completely under cultivation, as proposed in scenario 2. This hypothesis is based on the history of the settlements in the region, where there exists a pressure from the rich consumption and exportation markets from other developed regions of the country.

CONCLUSION

In addition to the calculations already made, more research will be necessary to include in the energy balance calculations, losses due to the following factors: floodplain's inundation, flooding of high quality clay deposits, flooding of alluvial diamond deposits and the impacts caused by an increase in the irrigation. This methodology must also be applied in other different locations, in order to be fully tested and improved.

The process of transferring the agricultural activities from fertile to poor and inclined soils can result in a low liquid energy output which can turn efficient more distant options, as Amazon hydropower, to developed hydroelectric schemes. Then, it is reasonable to put in comparison both alternatives because the loss of good agricultural land in a populated region is a problem comparatively big as the interference in the Amazon ecosystems.

The methodology although new is promising because it takes into account a balance in terms of energetic units instead of prices commonly used in the econometric approach. Therefore the liquid energy method allows better and permanent comparisons since the prices are subjected to fluctuations and energetic units are not.

The analysis of Bocaina Dam project showed a significant reduction in the liquid energy of the facility. This result indicates that this approach is necessary because it adds a new aspect improving the traditional econometric method applied to hydroelectric site analysis.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are grateful to the National Scientific and Technological Development Council (CNPq) of Brazil and the Brasilia University for their support in the preparation and the presentation of this paper.

REFERENCES

Di Lascio, M. A. and Di Lascio V. L. (1990). A água como geradora de eletricidade: o caso da Amazonia. International Seminar on Hydrology and Water Management of the Amazon Basin. Organized by IWRA and ABRH, Manaus, AM, Brazil: 5-9 August, 9 pages.

Di Lascio, M. A.; Verdesio Bentancurt, J. J. and Araujo N., M. D. (1991) HydroPower for sustainable development of the Amazon Region. VIIth World Congress on Water Resources, Organized by: International Water Resources Association (IWRA), Rabat, Marocco: 13-18 May 8 pages.

Odum, H. T. and E. C. Odum (1976), Energy basis for man and nature. New York: printed by McGraw-Hill Inc.

Goedert, W. J. [ed] (1985). Solos dos cerrados: tecnologias e estrategias de manejo. Sao Paulo: Nobel; Brasilia: EMBRAPA, Centro de Pesquisas Agropecuarias dos Cerrados.

Mello, R. de (1986), Anlise energética de Agroecosistemas: o caso de Santa Catarina. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Verdesio Bentancurt, J. J., Di Lascio, M. A. and Araujo N., M. D. (1991) A Methodology for Liquid Energy Determination in Hydropower Plants Projects. VIIth World Congress on Water Resources. Organized by: International Water Resources Association (IWRA). May 13-18. Rabat, Marocco. 6 pages.

PROYECTO HIDROELECTRICO NUEVO TUXPANGO

Sebastián Pinto R., Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Ingeniería de la Universidad Veracruzana. Paseo Framboyanes, Esq. Ruiz Cortines S/N, Apartado Postal 1161, Veracruz, Ver.

RESUMEN

El proyecto hidroeléctrico se encuentra ubicado sobre el río Blanco, entre las ciudades de Córdoba y Orizaba, en el estado de Veracruz.

El río Blanco es una de las corrientes más contaminadas por las descargas industriales y humanas de ésta zona. Por lo que ha perdido su utilidad para las actividades humanas primarias (abastecimiento de agua potable, riego agrícola, uso pecuario, etc.)

Hemos buscado soluciones para reemplazar la actual central hidroeléctrica Tuxpango, la cual ya rebasó su vida por más de 30 años.

La alternativa más viable al momento, consiste en utilizar la cortina actual como una estructura derivadora, conducir el agua a través de un túnel hasta un tanque de regulación, para posteriormente generar 352 Gwh/año, con una carga de 182.45 m y un gasto de diseño de las turbinas de $67.82 \text{ m}^3/\text{s}$.

Esta alternativa muestra nuestro interés de utilizar al máximo los recursos hidráulicos nacionales, con la menor inversión y con obras tendientes a utilizar aguas pocos productivas, en energía para el progreso de México.

GENERALIDADES

La cuenca del río Blanco es una de las ocho que componen el sistema hidrológico del Papaloapan, uno de los 27 sistemas en que se ha dividido el país para fines de aprovechamiento de la hidroelectricidad.

Los estudios de identificación y evaluación del potencial hidroeléctrico en el mencionado sistema han llevado a establecer la existencia, de 48 posibles proyectos de hidrogenación con lo que se podrían obtener del orden de 13 874 Gwh/año.

De éste total, 1 430 Gwh/año corresponden a la cuenca del río Blanco, distribuidos como sigue: 352 Gwh/año en el proyecto Nuevo Tuxpango, 6685 Gwh/año en el proyecto Xuchiles y 393 Gwh/año repartidos en 4 pequeños proyectos.

El proyecto Nuevo Tuxpango, además de su generación, resulta atractivo por su localización ya que se ubica entre las ciudades de Córdoba y Orizaba, cerca del centro de mayor consumo que es la ciudad de México.

Todas las opciones estudiadas para este proyecto han sido apoyadas por estudios topográficos hidrológicos, ecológicos y geológicos de la zona. Además del análisis en el comportamiento de los materiales sedimentables que e presentan en gran cantidad en el actual embalse.

La finalidad ha sido encontrar una alternativa que sea técnica y económicamente factible, utilizándose para la selección de la misma, las relaciones de beneficios-costos marginales.

DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

Localización y acceso

El P.H. Nuevo Tuxpango se ubica en el cauce del río Blanco cuya cuenca se encuentra localizada entre los meridianos $96^{\circ}48'$ y $97^{\circ}00'$ longitud oeste y entre los paralelos y $18^{\circ}50'$ latitud norte. Políticamente esta cuenca se encuentra el es estado de Veracruz y una pequeña fracción en el estado de Puebla.

El acceso hasta el sitio donde se planean las obras, se puede lograr por la carretera federal No. 150 tramo Córdoba-Orizaba, posteriormente por el camino que lleva al poblado de Campo Chico que se ubica enfrente de la actual central hidroeléctrica, en el municipio de Ixtaczoquitlan. Existen además otros caminos pavimentados y de terracería que dan acceso a las demás obras.

Clima y vegetación

Dentro del área de la cuenca, la precipitación se distribuye en forma un tanto irregular, encontrándose precipitaciones medias anuales desde 619 mm en la zona de nacimiento del río blanco (estación Acultzingo) hasta 2 573 mm en la zona del a sierra de Zongolica), la precipitación media en la cuenca se ha estimado en 1 596 mm anuales. Por otro lado, la estación climatológica Orizaba ubicada en la parte central de la cuenca, muy cerca del proyecto reporta una evaporación media anual de 1 388.5 mm y una temperatura media de 18.4°C con un mínimo de 3°C y un máximo de 34° .

La vegetación varía de acuerdo con la altitud, en las partes bajas (800 msnm) abundan arbustos, árboles de madera preciosas y frutales, así como cultivos de caña de azúcar y maíz. En las partes más altas (1 000 msnm a 1 200 msnm) se pueden encontrar zonas cafetaleras, y algunos cultivos no sistematizados (chicozapote, mango, ilama, etc.)

Hidrografía

El área de la cuenca del río Blanco es de 2 106 km² y el área de captación hasta el sitio del proyecto hidroeléctrico Nuevo Tuxpango es de 1085.5 Km².

Por ser una cuenca del tipo exorréico y de intensa red de drenaje puede considerarse con un alto potencial de explotación hidroeléctrica, lo cual se puede confirmar con las observaciones hidrométricas que se tienen a la fecha.

El río Blanco se forma en las cumbres de Acultzingo y recibe la aportación de innumerables arroyos del tipo perenne e intermitente durante todo su recorrido.

Al pasar por las poblaciones de Cd. Mendoza y Orizaba le confluyen por margen izquierda los arroyos de Maltrata, Carbonera y el río Orizaba, aguas abajo de la central Tuxpango recibe por la misma margen, la aportación del río Métlac, que drena los deshielos del pico de Orizaba. Mientras que por margen derecha recibe los aportes del río Xoxocotla antes de entrar al vaso de la presa.

después de la confluencia del río Métlac, aproximadamente a la altura de la estación el "Ferrocarril", el río Blanco toma una dirección franca hacia el este hasta desembocar a la laguna de Alvarado.

Orografía

La superficie de la cuenca, presenta dos distintas morfologías, la primera de ellas se caracteriza por una llanura con una serie de lomeríos suaves que terminan en la llanura costera del golfo de México y por otra parte se tienen montañosas y accidentadas, formadas por elevaciones calcáreas entre las que se incluyen la sierra de Zonogolica, con un altitud variable entre los 500 msnm y más de 3 000 msnm.

De manera general, en superficie, la margen derecha del río Blanco la constituyen el cerro Naranjal, que tiene una forma alargada y afilada hacia el NW, en cuya nariz confluyen los ríos Blanco y Métlac; éste cerro está formado por calizas y lutitas estratificadas con rumbo NW-SE y echados hacia el SW.

Calidad del agua

Desde la década de los setentas se ha descrito la contaminación que sufre el río Blanco (Domínguez Canto 1975; Domínguez López 1978), calificándolo la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos como una de los ríos más contaminados del país.

Zona 1 (Desde su nacimiento en las cumbres de Acultzingo hasta antes de Cd. Mendoza), con condiciones favorables para todos sus usos.

Zona 2 (De Cd. Mendoza hasta la presa Tuxpango), como zona crítica de alta contaminación.

Zona 3 (De la presa Tuxpango a la presa Camelpo), con condiciones menos adversas ampliándose la posibilidad de usos, incluyendo el industrial.

Zona 4 (De la presa Camelpo hasta el complejo lagunar del Alvarado), observándose una repercusión, pero presentando a la fecha problemas para los usos agrícolas e industrial.

En 1988, la SARH realizó cuatro muestreos, extensivos de 24 estaciones cada uno, sobre el río Blanco y sus principales afluentes, cuyos resultados fueron analizados en el Centro de Anteproyectos del Golfo (CFE), utilizando el índice de calidad de agua implementado por el sistema de información ecológica (SEDUE 1987), arrojando las siguientes observaciones: el índice va decreciendo a medida que corre el río a través de Cd. Mendoza, Huilapan, río Blanco, Orizaba y va recibiendo descargas tanto municipales como industriales (cerveceras, textiles, químicas, beneficios de café, tenerías, papeleras, entre otros ramos), hasta llegar a la presa Tuxpango, la cual actúa como trampa de nutrientes y contaminantes, presentándose allí las peores condiciones de calidad.

Calificando el agua de la presa como fuertemente contaminada con un criterio general, considerándola inadecuada como "fuente de abastecimiento de agua potable" y para "recreación con contacto directo"; para uso "pesca y vida acuática", sólo para organismos muy resistentes (aunque no se han observado ninguno desde hace varios años), y es requerido del agua para poder usarse en la industria y para riego agrícola.

Por lo que el uso económicamente más factible de dicha agua, sigue siendo el producir energía eléctrica, ya que para esta actividad lo importante no es la calidad del agua sino el volumen de la misma; solo siendo necesario un mantenimiento preventivo y correctivo eficiente hacia las partes metálicas por la naturaleza corrosiva del agua.

CENTRAL HIDROELECTRICA TUXPANGO (SITUACION ACTUAL)

La actual central inicio su operación de 1914 con dos unidades de 6 000 Kw, siendo entonces una de las más importantes fuentes de energía para la industria textil de Cd. Mendoza, Nogales y Río Blanco.

Por otra parte el costo total de la inversión es de $\$350.3 \times 10^9$, considerando costos de las obras, administración e imprevistos, dando como resultado una relación beneficios-costos de 1.76, lo que expresa una factibilidad positiva del proyecto.

CONCLUSIONES

Comparando las estadísticas de generación y de agua turbinada de la actual central, con la generación ofrecida por este nuevo proyecto, se observa que los beneficios se triplican, además de ser solucionado el problema del depósito de materiales con aleaciones de acero inoxidable.

La estratégica ubicación del proyecto y la regularidad que presenta el régimen del río Blanco, permite establecer una nueva central capaz de proporcionar energía firme dentro de horas pico, que conjuntamente con otras plantas hidroeléctricas vienen a enriquecer la red interconectada nacional, para suministrar energía a los centros de mayor consumo.

REFERENCIAS

Domínguez Canto, J. M. (1975)

Anteproyecto de diseño de una planta de tratamiento para controlar la contaminación de las aguas residuales en la región de Orizaba, Ver. Tesis profesional. Universidad Veracruzana, Orizaba, Veracruz, México.

Domínguez López, J. (1978)

Estudio de uso y grado de contaminación de las aguas superficiales de la región de Orizaba, Ver. Tesis profesional. Universidad Veracruzana, Orizaba, Veracruz, México.

Pinto Ramos, S. (1991)

Prefactibilidad del proyecto hidroeléctrico Nuevo Tuxpango. Centro de anteproyectos del golfo. CFE, Veracruz, México.

S A R H (1981)

Plan Nacional Hidráulico, (anexo 2). Disponibilidad de agua y suelo. México.

S E D U E (1987)

Sistema de información ecológica, índices ambientales. México

ESTUDIOS EXPERIMENTALES PARA EL PROYECTO HIDROELECTRICO AGUA PRIETA.

M. en I. Victor J. Bourguett O., Laboratorio Hidráulica, Comisión Federal de Electricidad, Cananea 101, Apdo. Postal 6-8, Cuernavaca, Mor., Méx.

RESUMEN

Se presentan los estudios experimentales realizados para el diseño de partes de las estructuras que componen el P.H. Agua Prieta.

Debido a que el P.H. Agua Prieta utiliza aguas residuales para generar energía eléctrica en horas pico fué necesario incluir en el diseño tanques desarenadores y sedimentadores para facilitar la disposición de los sólidos orgánicos e inorgánicos que transporta en suspensión el agua residual.

INTRODUCCION

El aprovechamiento de agua residual para hidrogenación se vuelve económicamente atractivo cuando ofrece potenciales importantes, y más aún cuando éstos se localizan próximos a grandes centros de consumo. Sin embargo, la topografía no siempre es adecuada para considerar almacenamientos convencionales y tampoco los volúmenes de agua son tan importantes como para requerir grandes almacenamientos, antes bien, los gastos suelen ser pequeños (12 m³/s para la ciudad de Guadalajara) y los factores de planta requeridos menores a 0.35. Por tales motivos, puede ser necesario considerar estructuras artificiales para regulación, debido a que aprovechamientos de este tipo recientemente son considerados, la experiencia a este respecto es escasa o nula y, los inconvenientes ofrecidos, sólo pueden ser ponderados mediante enfoques empleados en el tratamiento de agua residual. En este trabajo se presente el caso del P.H. Agua Prieta Jalisco, Méx. y se presentan y discuten los trabajos experimentales requeridos para su diseño.

REGULACION DE AGUAS RESIDUALES

La regulación de aguas residuales en tanques artificiales tienen serias implicaciones. Estas estructuras deben ser de tamaño apropiado debiéndose minimizar la capacidad para azolves. Sin embargo, su tamaño es tal, que la sedimentación es el principal problema por resolver en su diseño. Por esta razón, es conveniente proveer una estructura de sedimentación primaria, anterior a la de regulación, cuyo tamaño excede el de los empleados para tal efecto en plantas de tratamiento. Las razones se deben básicamente al gasto de aportación y a su coeficiente de variación horaria. En el dimensionamiento de tanques de sedimentación primaria en plantas de tratamiento, los parámetros de diseño (tiempo de longitud-ancho, principalmente), ref. Technical Practice Committes (1985) se han obtenido para caudales que comunmente no exceden los 500 l/s. Es de esperarse que para el dimensionamiento de estructuras de sedimentación para gastos de varios metros cúbicos por segundo, las magnitudes de los parámetros de diseño difieren de la que pueda determinarse directamente con los criterios disponibles en la literatura de plantas de tratamiento, por esta razón, se hace necesario, si no la generación de nuevos criterios, si una campaña experimental que permita identificar las analogías y diferencias en cuanto al proceso y los cambios en magnitud de los parámetros de diseño.

PARAMETROS DE DISEÑO

Para definir el diseño de un tanque sedimentador deben considerarse los siguientes elementos: Número de tanques, relación longitud-ancho, profundidad, velocidad del flujo, estructura de entrada, estructura de salida, tiempo de retención, carga superficial, volumen de sedimentos y forma de limpieza.

Además de éstos, debe tomarse en cuenta los factores que afectan el proceso de sedimentación de la materia suspendida tales como: tamaño de la partícula, peso específico, tendencia a la floculación, viscosidad del agua, concentración de sedimentos y forma de operación.

Las recomendaciones de diseño para plantas de tratamiento convencionales son: número de vasos, al menos 3, en serie; relación longitud-ancho, 10; profundidad, menos de 4.5 m; velocidad del flujo menor a 10 cm/s; tiempo de retención, 2 hrs., carga superficial, 40 m³/m²/día y forma de limpieza mecánica. Estas resultan aplicables a tanques de sedimentación con gastos bajos. Su aplicación al caso de grandes estructuras no es inmediata, pues existen serias restricciones para ello, e.g. los volúmenes de sedimentos en Agua Prieta son del orden de 6000 a 28000 m³/día, lo cual hace que el sistema de limpieza mecánica sea discutible. La variabilidad de los parámetros de eficiencia para efecto del incumplimiento de las recomendaciones de diseño, pueden observarse solo mediante estudios experimentales. La información así obtenida es de gran valía, permite determinar el orden de magnitud de los porcentajes de eficiencia hidráulica y de remoción que pueden esperarse con geometrías de sedimentador y condiciones de operación, que como en esta ocasión se salen del rango propuesto como recomendable en la literatura sobre el tema.

CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Para conseguir un buen diseño de tanques sedimentadores es práctica común la aplicación de técnicas de trazado en modelos hidráulicos, C.F.E., Laboratorio de Hidráulica (1989). A partir de esta se estima el funcionamiento hidráulico (proporción de flujos pistón y perfectamente mezclado, y presencia de zonas muertas), asociado a diferentes estructuras de entrada y salida, y para diferentes condiciones de operación. De la misma manera, se sugiere estudios en sedimentadores piloto, siempre que sea posible. Por otra parte, dado a la variabilidad de características de los sólidos en cuanto a sedimentación, es recomendable la ejecución de pruebas en columna de sedimentación, cuya altura se sugiere igual a la profundidad del tanque considerado, Rebhun y Argaman, (1965), aunque pueden correrse en una columna estándar los resultados de estas pruebas permiten determinar la curva de porcentaje de remoción de sólidos sedimentables como función de los tiempos de permanencia, así como las cargas superficiales asociadas.

Lo anteriormente descrito tiene aplicación al diseño de tanques desimentadores de funcionamiento continuo.

El funcionamiento de sedimentadores dispuestos en aprovechamientos hidroeléctricos es diferente, sus dimensiones son de tal magnitud que la capacidad puede representar el 20% del volumen por aprovechar y su presencia es para facilitar el confinamiento de sólidos durante la regulación. Por conveniencia, los sedimentos pueden ser reincorporados al flujo durante la extracción para generación. Lo anterior ocasiona que el funcionamiento del sedimentador sea intermitente. Visto así, resulta necesario obtener información, al menos parcialmente, en forma cualitativa, asociada a tal funcionamiento, con el fin de prever los procedimientos de extracción y/o remoción de sedimentos. El uso de trazadores sólidos en modelo hidráulico puede ser de gran ayuda para estos fines.

ESTUDIOS EXPERIMENTALES PARA EL DISEÑO DEL P.H. AGUA PRIETA, JAL., MEX.

Las características generales del P.H. Agua Prieta se describen en la Marengo (1988), las relativas al diseño del sedimentador son: 12.7 m³/s de gasto medio; 1.5 de coeficiente de variación horaria; 35.8 kgf/m³ de concentración media de sólidos sedimentables; 6,700 m³/ día de sedimentos; y, funcionamiento intermitente con vaciado en 5 hrs. a cada 24 horas.

El estudio experimental que incluye pruebas de trazado para características de flujo se describe con detalle en González, Bourguett y Garcés (1988), González y Bourguett (1988), ahí se destacan los efectos de las estructuras de entrada y salida, así como de la geometría del tanque. Se concluye que un tanque de 90 m de ancho, 300 m de longitud, 9 m de profundidad, con vertedor a todo lo ancho de la entrada y vertedor con canal lateral como estructura de salida, es el esquema más favorable.

Por cuanto se refiere al funcionamiento intermitente del sedimentador, en las mismas referencias se reporta el estudio experimental. Se concluye que las pruebas de trazado son buen indicador para la selección de la geometría del sedimentador y se discute la correspondencia entre la remoción de sedimentos observada y el funcionamiento hidráulico estimado.

Para caracterizar el comportamiento de los sólidos en cuanto a sedimentación, se efectuó un estudio experimental de campo, que incluyó pruebas de sedimentación en columna estándar y pruebas en columna de sedimentación de 10 m de altura. El análisis y discusión de estos resultados se presentan en C.F.E., Laboratorio de Hidráulica, (1989).

De los resultados del estudio se obtiene un diseño del tanque como el que se presentan en las figs. 1 y 2, en general se compone así: un sólo tanque de forma rectangular, (se construyeron 5 desarenadores de 22 m de diámetro agua arriba del sedimentador), la relación longitud-ancho es de 3, la profundidad media es de 9 m, la velocidad media del flujo 0.03 m/s, la estructura de entrada como la recomendada en Tay (1986), a la salida un vertedor con canal lateral de 90 m de longitud, ver fig. 2, tiempo de retención 2.4 h y carga superficial de 110 m³/m²/día. Otro punto importante es el cambio en el valor de la carga superficial, la cual es más de dos veces los valores tradicionalmente recomendados.

CONCLUSIONES

El diseño de estructuras para la captación, conducción y regulación de aguas residuales, como parte de un proyecto de generación de energía, origina la adopción de análisis y parámetros propios del diseño de plantas de tratamiento de aguas negras. Sin embargo, los volúmenes de aguas negras utilizado produce cambios sustantivos en cuanto al rango propuesto como recomendable para aquellos. Por lo mismo, deben realizarse estudios experimentales para definir la geometría del tanque sedimentador y para caracterizar el comportamiento de los sólidos transportados en suspensión.

Para el primer caso, la utilización de técnicas de trazado como la mostrada en Rebhun y Argaman (1965), es indispensable en la selección de la geometría más eficiente, al mismo tiempo es posible definir las características básicas de un sedimentador y determinar la eficiencia de remoción de sólidos, parte esencial en el diseño, en el caso del P.H. Agua Prieta esta parte del estudio se realizó con la técnica estímulo respuesta en dos modelos hidráulicos 1:80 y 1:20 del tanque sedimentador, la descripción de todos los ensayos se presenta en (Bourguett 1990; González, Bourguett y Garcés 1988; González y Bourguett 1988).

La segunda parte, caracterizar el comportamiento de los sólidos del agua residual, se realizó con pruebas de sedimentación en columnas standards y de la misma altura que la profundidad del tanque (9 a 10 m); asimismo, se corrieron pruebas como sedimentador continuo 2 h y como intermitente (24 horas). El análisis y discusión de las pruebas se presenta en (Bourguett 1990; C.F.E., Laboratorio de Hidráulica; C.F.E., Laboratorio de Hidráulica, C.F.E., 1989).

Como resultados más importantes debe señalarse: las dimensiones del sedimentador primario, aproximadamente 27,000 m² en la planta (90 x 300) profundidad de 9 m ó más. A pesar de la baja relación longitud-ancho 3, la eficiencia de remoción mínima esperada es de 50 a 65%, esto considerando el funcionamiento continuo y con carga superficial de 110 m³/m²/día, y un tiempo de retención real de 2.4 h.

La porción de sólidos sedimentables del total de sólidos es del orden de 65% como máximo, y la confirmación de la poca utilidad de la prueba de cono IMHOFF para la estimación de la cantidad de sólidos en suspensión.

REFERENCIAS

Bourguett O.V., (1990) Estudio Experimental para el Diseño del Tanque Regulador del P.H. Agua Prieta, Jal., Tesis para obtener el grado de maestría, DEPTI, UNAM, C.U., Méx.

C.F.E., Laboratorio de Hidráulica, (1980) Columna Harvard, Pruebas de Sedimentaciones en Columna, Informe Interno, Cuernavaca, Mor. México.

C.F.E., Laboratorio de Hidráulica, (1989) Pruebas de Sedimentación en columna. Informe Interno, Cuernavaca, Morelos, México.

CFE, Laboratorio de Hidráulica, (1989) Pruebas de Sedimentación en columna, 3er. etapa, Informe Interno Cuernavaca, Morelos, México.

González C.J., Bourguett, O.V., & Garcés F.G., (1988) Evaluación de la eficiencia de tanques de sedimentación, partes I y II, X Congreso Nacional de Hidráulica, Morelia, Mich., Méx.

González C.J. & Bourguett O.V., (1988) Técnicas de Laboratorio en la evaluación de la eficiencia de tanques de sedimentación, XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, La Habana, Cuba.

Marengo M.H., (1988) The Agua Prieta Hydro Project in México, Proc. Hydro 88, Water Power & Dam Construction, México. Stamou A.I. & Rodi W., (1984) Review of experimental Studies on Sedimentation Tanks, Sonderforschungsbereich 210, Universitat Karlsruhe.

Rebhun, M., and Argaman, Y. (1965), Evaluation of Hydraulic Efficiency of Sedimentation Basins, Journal of Sanitary Engineering Division, SCE, VOL. 91, No. SA5, Proc. Papel 4523 pp. 37-45.

Tay, Joo-Hwa (1986), Effects of Length to Width ratio on Hydraulic Behavior of Settling Tanks, advancements in Aerodynamics, Fluid Mechanics and Hydraulics. ASCE, Proc. pp. 135-145.

Technical Practice Committee; (1985) Manual of Practice for Water Pollution Control, Clarifier Design, Water Pollution control Federation, Washington, D.C.

Zenoni E.A. and Blonquist M.W.; (1975) Journal of the Environmental Engineering Division, No. ee3, pp. 309-318.

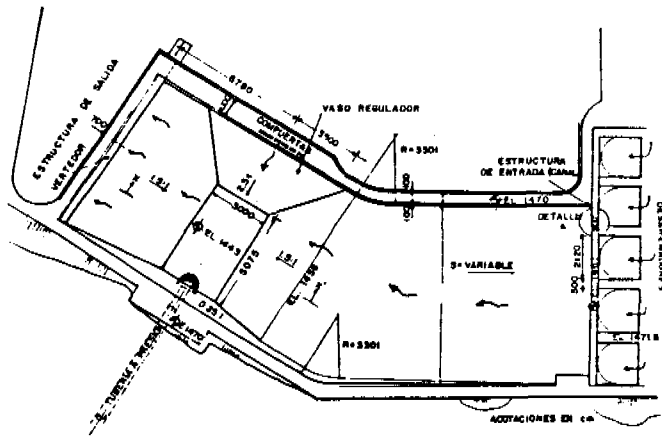


FIG. 1 PLANTA DEL TANQUE SEDIMENTADOR
P.H. AGUA PRIETA, JAL.
ESQUEMA DEFINITIVO.

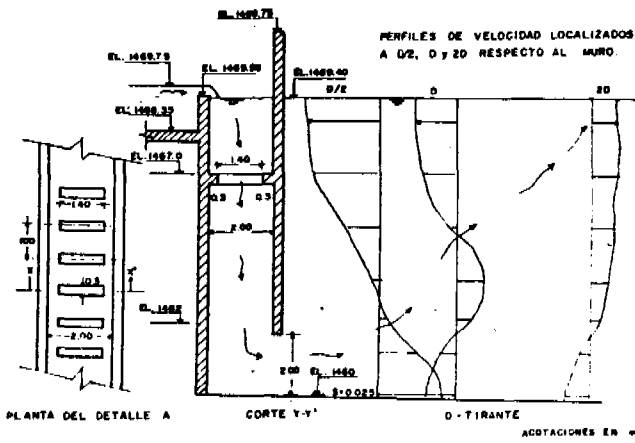


FIG. 2 ESTRUCTURA DE ENTRADA CON DISTRIBUCION DE
VELOCIDADES.

EFFICIENT WATER USE FOR POWER GENERATION

K.C.Verma, Punjab State Electricity Board, SCO 15, Madhya Marg, Chandigarh, India.

ABSTRACT Sector 7C

This paper deals with various aspects of design, model studies, methodology and ingenuity for efficient use of water from a given source. Necessity of a peaking station in a grid system as well as provision of balancing reservoir to make use of even small discharges of a stream in winter season for power generation has been brought out. Methodology of water power studies to optimise generation of power from variable discharge of a river during the annual cycle has also been incorporated. In case of Thermal Power Stations, when some head is still left between the outlet and the outfall of hot water, it has been proposed to install a mini hydro power station to utilize the remaining head. The importance of the use of cold water for cooling system in a Thermal Power Station resulting in efficiency and economy has also been high-lighted.

1.0 GENERAL.

1.1 By constructing Dams across the rivers, storing water and installing a Power House, Hydro Power can be generated from the waters of flowing rivers and streams which are normally flowing down to the sea without any useful purpose. (Figure 1 -Ranjit Sagar Dam across river Ravi). Similarly Hydro Power can be usefully generated without any loss of water from the canals, carrying water for irrigation, which take off from the dams in the mountainous areas and flow through the submountainous territory having falls in between. If these falls are combined and a loop channel is created for a bigger fall, a Hydro Power Station can be established (Figure 1 - UBDC Hydel Channel as a loop on UBDC Maincanal). Even on a single fall of 3 M and above and sufficient discharge, hydro units can be installed. Similarly on rivers with loops in mountainous and sub-mountainous routes, Hydro Power Houses can be constructed by connecting two suitable points in the loop of a river to have a fall for installation of a Power House (Figure 1 - Mukerian Hydel Channel on a loop of river Beas). If a new long irrigation channel is to be constructed, its topography on its alignment may offer some fall. The channel may be provided with as flat slope as possible, say upto 1 in 10,000 and create fall at some suitable location. (Figure 2 -SYL Rajpura Hydel Power House on SYL Canal). In case of riparian rivers or long canals, the countries and states in between can generate power without any loss of water to the lower states.

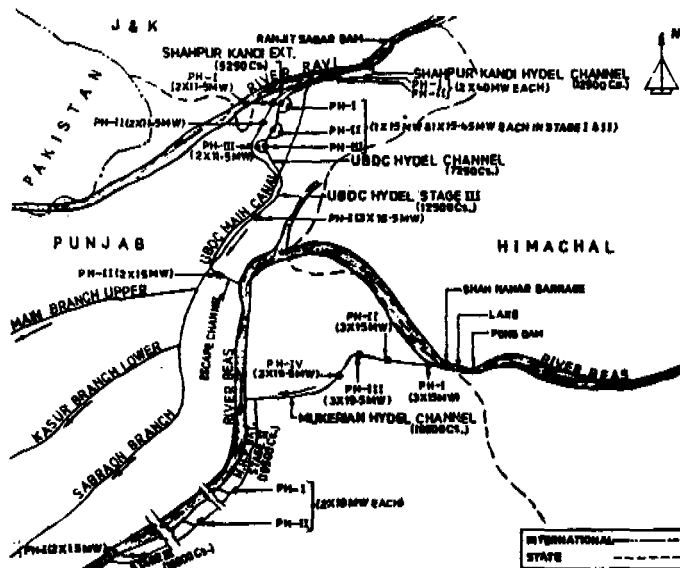


Figure 1. Layout Plan of Irrigation canals and Hydel channels on rivers Ravi and Beas.

1.2 In the state of Punjab, a well developed irrigation system exists. Some of the canals were constructed in the later half of the 19th century and at that time there was no concept of hydro power generation in the country. These irrigation canals with falls of about 3 metres and above their alignment are being exploited for generation of power without any loss or obstruction to irrigation system. The intake/by-pass gates, upstream of which, a constant water level is to be maintained should be so designed that releases downstream are continuous and unobstructed so as not to disturb irrigation cycle downstream.

1.3 For the prosperity of the people in the hilly areas, small hydro power houses can be installed on the stream.

1.4 Small falls on the canals or streams can be used to run the water wheels constructed out of wood and without installation of any machinery to grind wheat and cereals of the people of the difficult terrains, who are otherwise to travel long distances for the purpose. If on a channel discharge is substantial, the rights to generate power by crudely constructed turbines and pipes out of wood etc. can be given on lease or licence.

2.0 Provision of escapes on Hydro-power channels.

2.1 If supplies are stopped to an existing irrigation canal in a sub-mountainous terrain with falling gradient, on which Power House has been constructed for generation of power, there will be loss of power generation during the closure. Such closures, however, become necessary when there is no demand of irrigation in the fields. This happens either during the harvesting season or rainy season or where there is some breach or failure of the canal or structures down-stream of the Power House. The study carried out in case of UBDC main canal taking off from river Ravi in Punjab reveals that when two silt ejectors, each of 1500 cusecs capacity were being operated as escapes, the loss of generation of UBDC Stage-I with capacity of 3625 cusecs has been of the order of about 10 million units per annum. This loss has been taking place since commissioning of the UBDC Stage-I in 1972. With the silt ejectors having been stopped to be operated as escapes due to objection by the land owners of the area, the generation loss has risen to 50 to 60 million units per annum for the UBDC Stage-I alone. With the coming up with the UBDC Stage-II, when the capacity of the Hydrel Channel would be raised to 7250 cusecs from 3625 cusecs, the loss of generation has been assessed to be of the order of 80 to 90 million units. When the Ranjit Sagar Dam comes up and further downstream new hydro-electric schemes are taken up and completed, the generation loss would increase to 100 to 125 million units per annum. Such a colossal loss of generation is attributable only to nonavailability of an escape. To obviate such a huge loss of generation, it has been proposed to immediately provide an escape channel (Figure 1 - Escape channel linking UBDC main with river Beas) which would carry water to river Beas to which it is otherwise also to be transferred. Even during the period when there is failure of the canal or structure on downstream of a power house, the power house will have to be closed. If technically and economically feasible, an escape channel be provided downstream of the power house so that generation of power continues unabated.

3. The discharge of the rivers in India varies from season to season, being the least during the winter and maximum during the monsoon rains. On such a river or its tributary, the hydro-electric scheme is designed for a discharge to have optimum generation. In case of snow fed rivers or their tributaries, it so happens that the minimum discharge cannot be utilized even to run one machine. For such situations, it is advisable to have a diurnal reservoir in which small flow is stored which can be utilized for a few hours a day for generation of Power (Figure 2 - Balancing Reservoir on water conductor system taking off from river Uhl)

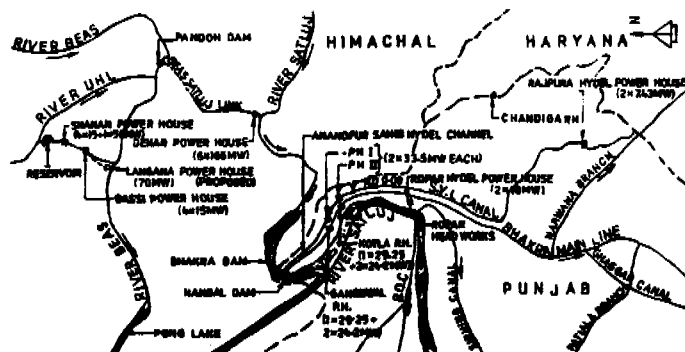


Figure 2. Layout Plan of Hydro schemes on river Beas and Sutlej

4.0 Water Power Studies.

4.1 The hydro-electric schemes across rivers used to be designed for a discharge of a dependable year upto seventies so as to have assured Power Supply from the hydro-electric station through-out the year. With this concept, the full utilization of available water during various months of the annual cycle was not being made. With the development of the load, it

was felt that whatever useful energy could be extracted, should be done. In case of 207 MW Mukerian hydro-electric scheme in the original project report, the scheme was designed for only 3700 cusecs based on dependable year studies. But a techno-economic study was carried out by drawing a curve of discharge - VS cost of generation per unit and this study revealed that there was a justification for constructing the project for a discharge of 12500 cusecs.

4.2 If an Hydro-electric scheme has also one or more hydroelectric schemes downstream, the above mentioned techno economic study of the main scheme should not be carried out for this scheme alone, but the design discharge ultimately to be adopted for this scheme should also result in economic cost of generation for each scheme at least not more than the cost of Thermal generation in that area. A hydropower station working as a peaking station with big reservoir should also have a reservoir down below so that the releases from the peaking station can be contained and regulated flows released in the schemes downstream for longer period and at lesser cost of generation.

4.3 Against available power potential along the alignment of a river another alternative is to transfer water of one river running at a higher elevation to another running at a lower elevation through a tunnel and construct Power House on the bank of the river located at the lower elevation. (Figure 2 - waters of river Beas located at the higher elevation transferred to river Sutlej at lower elevation through Beas Sutlej Link).

4.4 It may be possible that by diverting some discharge of one river at higher elevation to another river at lower elevation, more power potential could be obtained as against generation along its own alignment.

4.5 It thus becomes essential to carry out integrated water power studies considering a set of rivers in a region or a basin together. These additional transferred waters from a river at higher elevation may offer generation more than that could be obtained, if run into its own system. This concept would result in exploitation of higher Power Potential from the same quantity of water.

5.0 Design aspects.

5.1 For efficient use of water for power generation, the design aspect of hydraulic structures of the intake as well as tail race and hydel channel below plays an important role. Incorrect design of these structures may result in loss of head, even though the design discharge of water is being passed by way of encroachment in the free Board. It has been observed in case of some power houses that in the tail portion, the maximum water level has exceeded the design level thereby decreasing the value of design head resulting in loss of generation. It is felt that loss of head between the intake and tail race is generally over-evaluated or assumed as a result of which head in the tail race is more than the calculated design level. Similarly it has also been observed that size and shape of the piers on the intake side have been responsible in loss of potential head on the upstream side, thereby resulting in lowering of the design head and consequent loss of Power generation. At the time of commissioning of the scheme, the hydro-power channel should be cleaned completely as otherwise it would increase the value of the co-efficient of rugosity which may be the cause of increasing the water level in the channel.

5.2 Keeping these aspects in view, the model studies have been carried out in respect of 2x18 MW Ropar Hydel Power House in the State of Punjab, India. It is revealed that modification in the theoretical design are necessary so as to avoid loss of design head. It has also been observed that in many cases, the hydraulic structures provided, do not necessarily result in the designed heads. As such, it is proposed that model study be carried out to arrive at the realistic water levels in the intake and tail race of the Power House.

Shape of the cross-section of the tail race has bearing on efficiency of the turbine. In the Trapezoidal shape of the cross-section, surges get multiplied and even in a channel carrying discharge of 10,000 cusecs, the surges of the order of a metre or so have been observed. As such, the side walls of the tail race in the reverse inclined portion just downstream of the draft tube should be vertical but may be flaring out as in the rectangular cross-section of the channel surge effect is nominal, while in the trapezoidal section it gets multiplied.

5.4 Some times, it becomes difficult to achieve minimum design tail race water level at the lowest available discharge which affects efficiency of the turbine. This happens when there is wide variation between the minimum and maximum design discharges. Model study, if indicates this feature, a broad-crested weir at the end of reverse slope of the tail race be provided.

6.0 Peaking stations.

6.1 In a particular electrical grid system, may be of a state or a number of states combined together, run-of-the river hydro-stations, thermal as well as atomic stations are to be run as base load stations. There are peaks of the load demands in high demand months of watering of the agricultural fields, particularly, for paddy as is the case in respect of the Punjab State, the load shedding has to be resorted to, as a result of which, industrial consumers are made to suffer. To meet with such peak demands, for a good operating electrical grid system, a gas turbine generating station or a hydro-generating

station on a reservoir with big capacity would meet the peaking demands. It would be ideal to have a hydro-power station with high installed capacity on a reservoir to act as a peaking station, if the water resource is available.

7. Integrated operation of number of reservoir-based Hydro-power Houses would result in efficient use of water.

8.0 Thermal Stations.

8.1 In case of cooling water requirements for Thermal Plants, water is either taken from a river or canal or sea and sent back to the same or other water stream after it has passed through the machines for cooling purposes or where limited quantity of water is available smaller quantity of water is drawn for make-up requirements. If run-through system is feasible, huge cost of cooling towers would be saved and use of water would thus result in economic cost of the Project. If run-through system is adopted and at the outlet of the Thermal Plant, before water is discharged into another stream or the same stream and still some useful fall is available between the machine and the stream, a micro or mini hydro plant can be installed for maximum benefit without any loss of water. (Figure 3(h)-- Longitudinal section of water conductor system of Roper Thermal Plant).

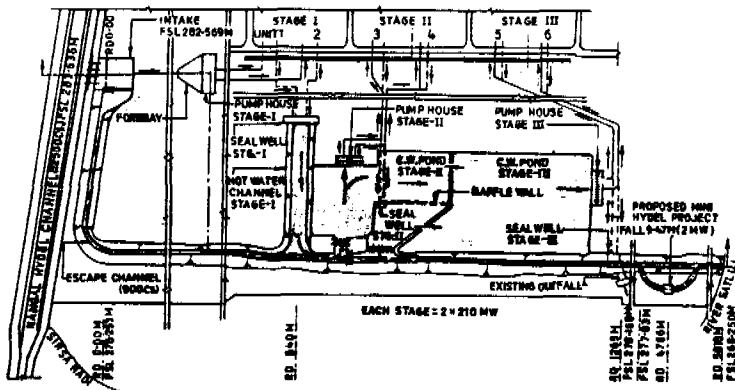


Figure 3 (a). Layout plan of 6 x 210 MW Roper Thermal Plant.

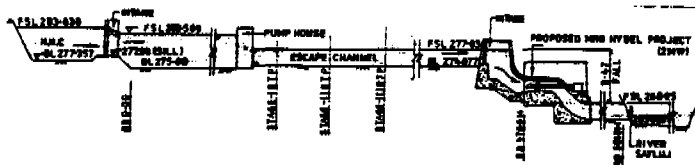


Figure 3 (b). Longitudinal section through water conductor system of Roper Thermal Plant

8.2 In countries like India where some rivers are rain fed while others are snow fed, it is advantageous to locate Thermal Power Stations on a snow fed river, if their location is otherwise justified from considerations of load development, load centre, length of transmission lines and the like. The colder the water, more will be the efficiency of the turbines and the size of the condenser would be smaller than in case of incoming water at higher temperatures.

8.3 Apart from this, if needs of cooling water can be met with by way of run-through system, the water of snow fed river having comparatively much low temperatures can be used to cool a large number of machines of a power-station with great economy. The temperature of out-going water should be limited to not more than 42 to 45C which will further go

When it meets the water body into which it is discharged. Temperature less than 45C is considered acceptable for life.

Ropar Thermal Plant (6x210 MW) takes raw water from Nangal Hydrel Channel with discharge capacity of 12,500 cfs taking off from Nangal dam across river Sutlej, which is snow fed river. The minimum temperature of raw water is 12C and maximum 22C.

The raw water with low temperature can be used for cooling purposes for first few machines, may be, one two or three and the outgoing water be stored in a reservoir in which raw water with lower temperature be mixed and be fed into next set of units and so on. This process may be continued till the outgoing temperature is 42 to 45C. (Figure 4 - water flow-temperature chart for Ropar Thermal Plant).

This methodology offers the most efficient use of water for cooling of thermal machines and it has been successfully implemented on Ropar Thermal Plant in Punjab with three stages of 2x210 MW each. (Figure 3(a) - Run-through cooling with reservoirs).

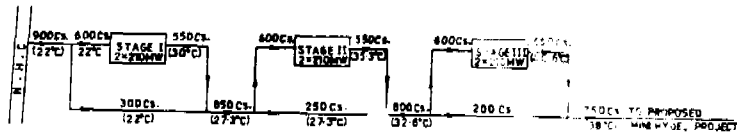


Figure 4. Cooling water flow-temperature chart for Ropar Thermal Plant.

EL PROYECTO HIDROELECTRICO AGUA PRIETA, JAL.

Presentado Por: Humberto Marengo Mogollón

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD MEXICO

La Ciudad de Guadalajara, en el estado de Jalisco, se ha constituido durante las dos últimas décadas en una zona de acelerado crecimiento poblacional y en un importante polo de desarrollo industrial. Estas dos características le imprimen a Guadalajara un rango de exigencia en materia de suministro de agua potable y de energía eléctrica. Del agua que consume, Guadalajara desecha un alto porcentaje en forma de aguas residuales que no han tenido utilidad alguna. La Comisión Federal de Electricidad pretende transformar en un satisfactor esencial lo que hasta ahora ha sido mero desecho: las aguas residuales.

Se describen en este artículo las principales características del Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, se comenta el desarrollo actual del mismo, así como el enfoque a los diversos problemas presentados hasta el momento (junio de 1991) y el avance en la ingeniería de detalle y construcción.

INTRODUCCION

El Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, Jal., ayudará a satisfacer la demanda de energía eléctrica en las horas pico ocasionada por el crecimiento urbano e industrial de la zona metropolitana.

Las aguas residuales se captarán por el lado oriente de la ciudad (fig. 1) en los arroyos Osorio y San Andrés, mediante presas derivadoras y serán conducidas en una longitud de 8 km aproximadamente hasta ser descargadas en el río San Juan de Dios.

En la confluencia de este río y el Atemajac, se captarán la totalidad de las aguas residuales mediante dos presas derivadoras interconectadas entre sí. A partir de la captación Atemajac, se transportarán las aguas en conductos cerrados en una longitud del orden de 6 km, esta conducción se compone de tres túneles y dos sifones invertidos que llevará el fluido a un tanque artificial donde será regulado para ser extraído diariamente en un tiempo aproximado de 5 horas a través de un túnel a presión que posteriormente se bifurcará en dos ramales secundarios, mismos que también se bifurcarán en la proximidad de casa de máquinas, donde se les suministrará un gasto de $26.3 \text{ m}^3/\text{s}$ a cada unidad generadora.

Finalmente la estructura de desfogue que estará compuesta de dos conductos rectangulares, permitirá operar la planta con aire comprimido para abatir el nivel en los desfogues cuando se presenten crecientes del río Santiago, con esta estructura, se restituirán las aguas al propio río.

Del estudio hidrológico y de un análisis de las necesidades eléctricas en la zona, se obtuvieron como resultados que el proyecto debe entrar en operación por etapas: la primera en el año 1991 (Agosto) en el que se dispondrá de un escurrimiento medio anual de $11.95 \text{ m}^3/\text{s}$, una potencia instalada de 240 MW y una generación media anual de 482.3 GWh, la segunda etapa entrará en operación en el año 2000 y estará asociada a un escurrimiento medio anual de $15.81 \text{ m}^3/\text{s}$, potencia instalada de 360 MW y generación media anual de 631.0 GWh y la tercera etapa deberá entrar en operación en el año 2007; cuando se dispondrá de un escurrimiento medio anual de $24 \text{ m}^3/\text{s}$, potencia instalada de 480 MW y generación media anual de 926.1 GWh.

A la fecha, los gastos en los arroyos Osorio y San Andrés son escasos y se ha juzgado conveniente construir las obras correspondientes en una etapa posterior.

ESTRUCTURAS QUE COMPONEN EL PROYECTO.

1.- CAPTACIONES.- Las captaciones principales son las que se encuentran en los cauces de Atemajac y San Juan de Dios (fig. 2) contienen una presa derivadora de cresta libre para sobreelevar el nivel del agua y así poder extraer los gastos correspondientes que serán conducidos al tanque regulador; se tendrán derrames ocasionados por el agua de lluvia con gastos máximos estimados en 460 y 700 m³/s en cada arroyo respectivamente, y desarenadores para operar en forma adecuada las obras de toma en cada una de las captaciones. Las estructuras de obra de toma, tendrán en ambos casos las preparaciones de la obra civil necesarios para alojar equipos automáticos de limpieza de basuras, (con una capacidad máxima de 20 m³/día), aunque se prevee solo colocar el equipo de la captación Atemajac, y observar como evoluciona el volumen de basura a captarse, y en caso de ser necesario, se colocará otro equipo similar en la obra de toma de San Juan de Dios. En el caso de Osorio y San Andrés (fig. 3) solamente se colocarán rejillas gruesas fijas, debido a que los volúmenes esperados de basuras son pequeños.

Actualmente están terminados estas obras en las captaciones Atemajac y San Juan de Dios y se están montando los equipos automáticos de limpieza de basura, compuertas y mecanismos que operarán en las estructuras; el cierre de las captaciones Atemajac y San Juan de Dios se realizó en mayo de 1991.

2.- CONDUCCION.- La conducción Atemajac-Tanque Regulador (fig. 4) se diseñó considerando el desnivel topográfico existente entre ambos extremos de la misma, con el objeto de que el flujo de agua se haga aprovechando la fuerza de la gravedad. Las secciones adoptadas para el diseño fueron de herradura de 5 m en los túneles, y circular de 3.8 m en primera etapa y de 2.00 m en la segunda (fig. 5) en sifones invertidos: el túnel 1 es de 1850 m de longitud y estará excavado en basalto, a continuación sigue el primer sifón invertido de 1008 m de longitud y 50 m de carga de presión, después se tiene el túnel 2 de 130 m de largo excavado también en basalto, sigue el sifón 2 de 560 m de largo y 35 m de carga y finalmente el túnel 3 de 1350 m de longitud excavado en riolita. Las velocidades proyectadas están en un rango entre 1 y 3 m/s para evitar tanto el depósito de sedimentos como posibles erosiones que pudieran dañar los conductos. La conducción de Osorio San Andrés-San Juan de Dios (fig. 6) será en sección circular de 2.5 m con el objeto de poder, si se presenta el caso, aprovechar el proceso constructivo a base de máquinas tuneleras. Todo el trazo se tiene previsto por debajo de calles y avenidas para evitar problemas en propiedades particulares.

Estas estructuras (conducción Atemajac-Tanque Regulador) están terminadas y complementadas con lumbreras de ventilación de 60 cm de diámetro a cada 125 m para evitar en lo posible el efecto del ácido sulfhídrico. Como se menciona anteriormente la conducción Osorio-San Andrés-San Juan de Dios se construirá más adelante, cuando las aportaciones de los arroyos se juzguen importantes.

3.- TANQUE DE REGULACION.- El tanque de regulación (fig. 7) tendrá una capacidad total de (1'320.800 m⁶) en primera etapa y alcanzará una capacidad total de (2'182.600 m³) en la segunda etapa (en obras civiles solo se tienen previstas dos etapas). Por la presencia de desechos sólidos, se colocarán cinco equipos desarenadores con capacidad de 8,7 l/s cada uno para retirar partículas inorgánicas mayores de 200 μ [y se prevé enviarlas a una lavadora de arena que retirará del orden del 97% de materia orgánica para posteriormente ser depositada en zonas -- cercanas al tanque sin que causen problemas a la ecología de la zona]. El tanque sedimentador captará más del 90% de los sólidos sedimentables que son arrastrados por las aguas negras, siendo su composición principalmente agua y materia orgánica. debido al gran volumen esperado (5 000 m³/día aproximadamente), se pretende resuspender mediante la inyección de aire durante la operación de las unidades generadoras con el objeto de que dichos lodos se introduzcan en la conducción a presión. Se tiene previsto un factor de planta inicial de 0.270: con lo cual el tanque se vaciará prácticamente todos los días (con una operación de 5 horas aproximadamente), volviéndose a llenar en el resto del día (la tendencia en las distintas etapas de entrada en operación del proyecto, es la de mantener el factor de planta con valores que oscilen entre 0.20 y 0.30 como máximo). La construcción se ha decidido hacerla formando el embalse artificialmente mediante la excavación de todo el cajón e impermeabilizarlo con base en materiales arcillosos y respaldos de rezaga y enrocamiento en la parte excavada del piso y bordos perimetrales como en los bordos de contención que permitan el cierre del embalse con nivel máximo de operación a la elevación 1569.0 y corona a la elevación 1470.

Se tiene hasta el momento prácticamente terminada la colocación de materiales - y también la colocación de los concretos estructurales tanto en los tanques dese-

renadores como en el sedimentador, se tiene la fabricación de los equipos desarena-
dores en un 90% y están también en proceso de fabricación y entrega las compuertas y sus mecanismos de operación.

4.- CONDUCCION A PRESION.- La conducción a presión (fig. 8 y 9) del Proyecto, se inicia en el túnel No. 4, el cual tiene 530 m de longitud, 5 m de diámetro y carga estática máxima de 135 m. En este túnel, los últimos 130, se revestirán con camisa blindada, mientras que en el tramo inicial se colocará un revestimiento de concreto reforzado. La formación geológica en que quedará es una riolita (vitrea y fluidal), y a la salida de dicho túnel se colocará una válvula de seguridad y una bifurcación - donde inicia la tubería exterior que quedará complementada -en su etapa final- por dos líneas de 890 m de largo con diámetros variables de 3.80 a 3.00 m y espesor de 2.54 a 5.08 cm de acero alta resistencia (tipo A-131-AH-38), a continuación de la tubería superficial antes de la llegada a la casa de máquinas, se tiene un último túnel de 220 m de largo, 3 m de diámetro que soportará una carga estática máxima de 522.5 m y de rechazo de 585 m el cual está blindado en acero del mismo tipo. Las formaciones geológicas que atraviesa este túnel son en el sentido del flujo: andesita basáltica, ignimbrita, toba y nuevamente andesita, formación en la que quedará alojado el tramo de llegada a la casa de máquinas. Los ramales finales de la tubería a presión, se inician en las bifurcaciones que conectarán a las válvulas esféricas.

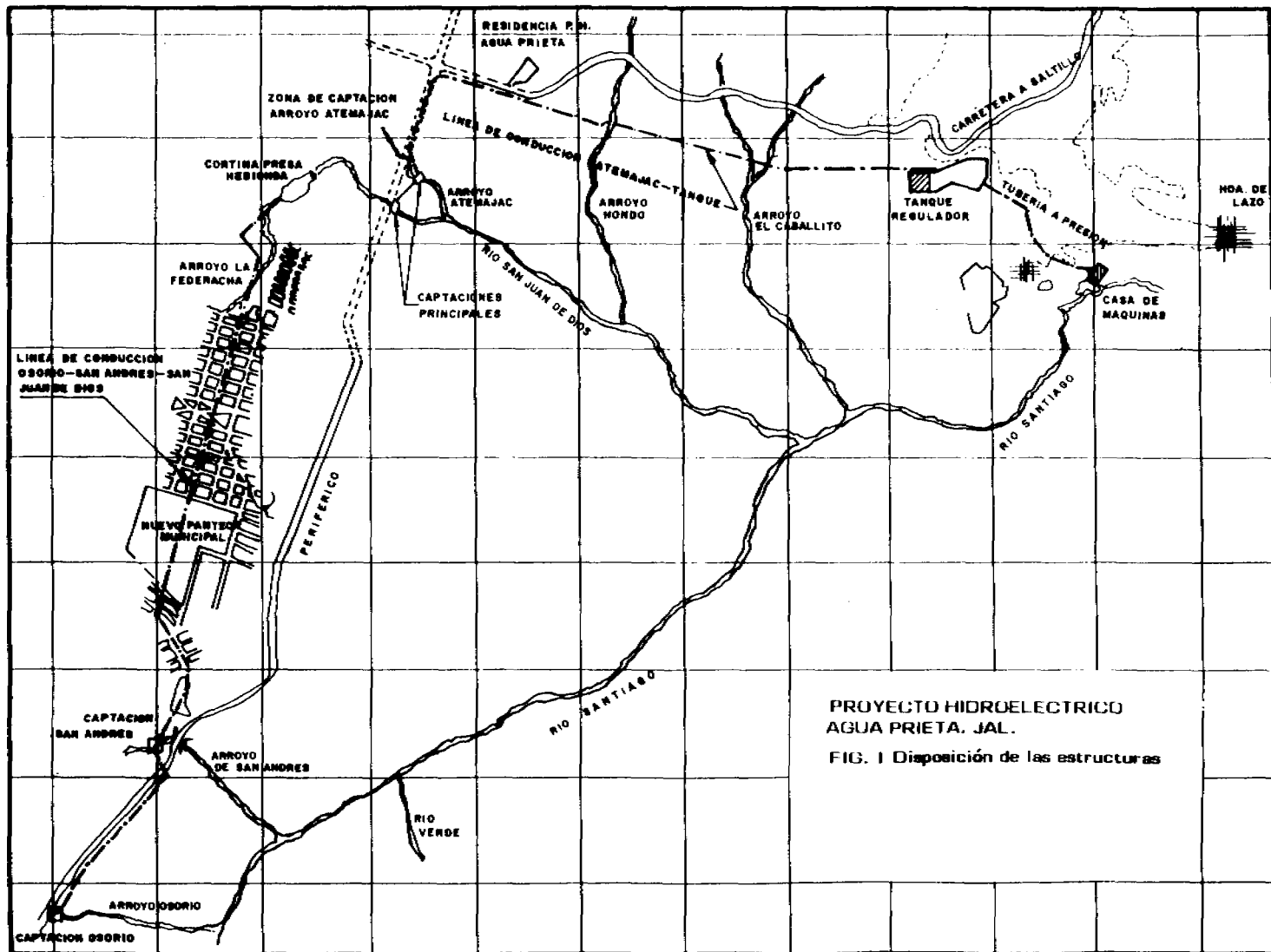
El avance que se lleva a la fecha es: terminado el concreto reforzado en el túnel 4, y el montaje del blindaje en tramos de la tubería (entre los puntos A1-A2, B2-B, C-C1 y D-C1), la obra civil terminada en toda la rampa y el blindaje y empaque terminado en el túnel 5.

La fabricación terminada de la válvula biplana esférica, juntas de expansión y toda la tubería está terminada.

5.- **CASA DE MAQUINAS.**- La casa de máquinas (fig. 10, 11 y 12), será de tipo exterior de 20 m de ancho, 76.50 m de largo y 31 m de altura, se cimentará sobre una andesita basáltica a la elevación 939.5 en la que se hará el desplante de la estructura. Las turbinas que se colocarán, son de tipo PELTON de 120 MW de potencia, 6 - chiflones, velocidad de rotación de 300 r.p.m., carga neta de diseño de 508.5 m y gasto de $26.3 \text{ m}^3/\text{s}$ por unidad. Los generadores tendrán una capacidad nominal de 125 MVA con un voltaje de generación de 16.5 KV con 24 polos y factor de potencia de 0.95, los transformadores a instalarse serán del tipo trifásicos, sumergidos en aceite de tipo columna con una relación de transformación de 230/16.5 KV. El Bus de Fase Aislada tendrá una tensión nominal de 16.5 KV, con corriente nominal de 500 A y enfriamiento natural. Los desfuegos que restituirán las aguas al río, serán de 5 m de sección y 12 m de largo.

Actualmente está totalmente terminada la obra civil y se están aplicando los acabados. Se tienen terminadas de montar las dos turbinas, y se está a punto de terminar de montar el generador.

En la subestación elevadora se tiene totalmente terminado el diseño y se tiene ya terminada la obra civil, a la fecha se tiene en proceso el montaje del equipo electromecánico, lo cual está de acuerdo al programa de obra.



CONSERVACION DE SUELO Y AGUA, MEDIANTE PRACTICAS DE MANEJO DE ESCURRIMIENTOS PARA HACER EFICIENTE SU USO.

Ing. Hector Rodríguez Castro. Fideicomiso de Riesgo Compartido. León Guzmán No. 475, Col. Alamitos, San Luis Potosí, S.L.P.

RESUMEN

En las zonas áridas del país y sobre todo en aquéllas que por su abandono y falta de tecnología han acelerado su paso hacia la desertificación, es necesario retomar los sistemas tradicionales de manejo de agua con aplicación de estrategias y tecnologías que permitan utilizar a los productores de muy bajos ingresos, beneficiarse con el poco volumen de agua que llegue a estar disponible en áreas donde la precipitación normalmente no rebasa los 350 milímetros anuales. Con este propósito se han venido revisando como llevan la actividad agrícola, aquéllos productores que por espacio de siglos, varias generaciones de ellos han utilizado los escurrimientos que a través de los arroyos se presentan cerca o a una distancia pequeña de sus parcelas de producción.

De acuerdo con el tipo de prácticas hidráulicas utilizadas para llevar esta corriente en un régimen laminar hasta las parcelas se han definido las siguientes:

1. Agricultura de partes bajas en la cual cosechan el agua en forma natural aprovechando la topografía de los terrenos circunvecinos.
2. Agricultura aprovechando avenidas de los arroyos, aprovechando obras hidráulicas de canalización y control para poderlas distribuir en sus áreas de cultivo.
3. Siembras en las vegas de los arroyos y/o utilizando terrazas o depresiones, pero en todos los casos utilizando los escurrimientos.

Esta práctica se utiliza por lo menos en 10,000 ha., en la porción semi-árida del centro del país y hasta hace 5 años a la fecha se les ha empezado a poner atención a estos productores que en la medida en que se les dé la asistencia necesaria se pueden convertir en los proveedores sobre todo de cultivos hortícolas y básicos de las regiones en donde se encuentran estas áreas de cultivo.

En este documento se reseñan las diversas formas de como hasta la fecha se viene aprovechando estas prácticas ancestrales para darle con la tecnología actual una asistencia técnica y una dirección para hacer el escaso recurso hidráulico de las zonas áridas del centro de México un uso eficiente en beneficio de los productores.

OBJETIVOS DEL TRABAJO

La superficie que se puede atender mediante la ejecución de estos trabajos tan solo en el estado de San Luis Potosí, se ha llegado a medir en 12 mil hectáreas, por lo tanto y tomando en cuenta que el período de trabajo deben ser única y exclusivamente de octubre a mayo, las superficies que pueden preparar mediante esta técnica no pueden llegar a más de 200 ha., anuales con los recursos que ahora se tienen destinados para esta propuesta, sea por ello que en primer lugar se desea difundir la forma de atender todas estas superficies que esperan incorporarse a una futura actividad productiva haciendo un uso eficiente del agua y con el logro de una buena difusión poder hacer que ocurran otras dependencias y principalmente las de los gobiernos de los estados, dado que no es posible permitir que no se dé una alternativa a esta gran superficie de las zonas semiáridas del país que continúa en el olvido.

CARACTERISTICAS DE LOS PROYECTOS.

En primer lugar se debe deshacer una caracterización del área que se analizará para conducir sus escurrimientos hasta las áreas que se regarán tomando en cuenta los siguientes factores:

1) Factores físicos

Principales son suelos en los que se definirá el tipo, área y características principales y uso y por último cultivos.

2) Factores ecológicos

Con esto queremos medir los efectos ecológicos que se producirán con las obras y cambios que en un momento se puedan llevar a cabo en el área de interés.

3) Factores socioeconómicos

Aquí se trata de medir la respuesta de los productores, para colaborar en la ejecución del proyecto, y de esta manera medir si existe algún rechazo de parte de los campesinos, y poder decidir si se pone un módulo demostrativo y regresar en cuanto se tenga el apoyo de todos o se cancela el proyecto.

4) Aquí se presenta toda la información agrícola de la región y los planteamientos que hagan los productores para poder analizar y discutir las estructuras productivas y decidir los cultivos que nos mostrarán la forma de cómo manejaremos o haremos la operación del sistema que nos disponemos a construir.

La información antes indicada, se anotará en un plano obtenido de las cartas topográficas disponibles, a una escala que permita ubicar el mayor número de la información disponible.

Las obras hidráulicas que se diseñen deben obedecer a un análisis estadístico de la información pluviométrica útil que se tenga en la cercanía y que permita obtener los períodos de retorno y tránsito de avenidas que aseguren la realización de un buen diseño.

Al tener recopilada esta información se podrá obtener respuesta a las incógnitas principales que surgen después de un análisis que debe de ser de la manera más rápida, de acuerdo a la urgencia que tienen los productores de estas regiones, por lo cual no es posible un estudio muy elaborado, tales preguntas son:

¿Es eficiente el manejo actual del sistema?

¿En qué medida podemos mejorarlo?

¿Lo aceptarán los productores?

¿Afectaremos las actividades de los productores en otros renglones?

Una vez despejadas las dudas previas al inicio de la fase de elaboración del proyecto se hará la determinación de los parámetros físicos de la cuenca para el manejo de escurrimientos, iniciando por la caracterización de la cuenca, midiendo lo siguiente:

El cauce principal, la pendiente del cauce principal, pendiente de la cuenca, densidad de drenaje, densidad de corrientes, relación de bifurcación de y el tiempo de concentración.

Una vez que tenemos caracterizada la cuenca, pasamos a la interpretación de los datos de precipitación, para lo cual podemos utilizar cualquier método de los ya conocidos: método aritmético, método de los polígonos de Thiessen o el método de las Isoyeta.

Al tener caracterizada la cuenca y obtenidos y analizados los datos de precipitación, debemos de lo que llamamos las curvas de diseño que reúnen las variables intensidad-duración-período de retorno. Estas curvas se utilizan para obtener la avenida de diseño a partir de la relación establecida de lluvia y escurrimiento utilizando la siguiente expresión:

$$I = k \frac{T^m}{d^n}$$

DONDE: I = INTENSIDAD DE LA LLUVIA (MM/H)
 T = PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
 d = DURACION DE LA LLUVIA (HORAS)
 k, m, n = PARAMETROS QUE SE OBTIENEN MEDIANTE UN ANALISIS DE REGRESION LINEAL MULTI-
 PLE

Por otro lado para determinar el escurrimiento que se generará a partir de un período de lluvia es necesario conocer: 1) el area, forma, pendiente y vegetación de la cuenca. 2) Precipitación y 3) distribución espacial y temporal de la lluvia estando disponibles para tal determinación como son: el método de las curvas envolventes mediante el cual podemos analizar la lluvia escurrimiento, cuando deseamos números gruesos de gastos máximos probables con una cantidad de información para análisis mínimo. El método racional en este caso además de tomar en cuenta el área de la cuenca, se obtiene para análisis la intensidad de la lluvia y por último del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos de Norteamérica.

Este método permite estimar el escurrimiento medio, el escurrimiento máximo instantáneo y dá una idea acerca de las características del Hidrograma.

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

En este apartado deberán considerarse las estructuras hidráulicas construídas o remodeladas y planear los ajustes o ampliaciones cuando se hayan observado deficiencias durante su funcionamiento, para lo anterior, es de suma importancia el estimar cuando sea posible el gasto hidráulico disponible para determinar si no ha sufrido variaciones significativas sobre el gasto considerado en el diseño de las obras. Desde luego, las variaciones que sobre el gasto considerado en el diseño de las obras. Desde luego, las variaciones que obligarán cambios en el sistema serán aquellas que señalen alguna tendencia a incrementar el volumen disponible: sin embargo, esto no es muy común aunque puede darse debido principalmente a la destrucción de presas u obras similares aguas arriba o también a la construcción de bordos o cauces artificiales. Las estructuras hidráulicas que exigen mantenimiento u observación continuas son el dique derivador (si es el caso), los canales y el bordo de captación (si existe).

En el caso del dique derivador deberá ser revisado principalmente en los aspectos referentes a ensolves y socavaciones, cualesquiera de estos efectos deberá ser recogido lo más pronto posible, aunque generalmente, estos sistemas utilizan o derivan toda el agua que conduce un cauce natural, en algunas ocasiones esto no será así y entonces dicha estructura deberá asegurar la derivación del volumen requerido: si este es el caso, el volumen por derivar puede estimarse con la siguiente expresión:

$$VD = Ld * A$$

Donde: VD = Volumen por derivar (m3)

LD = Lámina de Diseño (m2)

A = Area de Siembra (m2)

El gasto por derivar (QD) se estima una vez definidas la lámina por aplicar y el área que se beneficiará, además se necesita conocer el volumen total que escurrirá, con estos datos es posible obtener la porción del volumen total que se requiere para aplicar la lámina deseada, utilizando el hidrograma unitario es posible obtener una relación gasto-volumen en función de RQ como se expresa a continuación:

$$RQ = 0.00599 + 2.0055 * rq - 1.00123 * rq^2$$

Donde: RQ = Factor que se relaciona el escurrimiento máximo instantáneo con el volumen total

rq = Proporción del volumen total por derivar

El gasto por derivar quedaría expresado por:

$$QD = RQ * QP$$

Donde: QD = Gasto por derivarse (m³/s)

Una vez calculados los parámetros anteriores es posible estimar el volumen máximo por derivar el cual es equivalente al volumen derivado, pero en este caso se define previamente el gasto máximo por derivar. Conocido el gasto máximo por derivar y utilizando el hidrograma unitario, es posible conocer el volumen derivable al terminar el escurrimiento. El procedimiento es similar al seguido para obtener QD, solo que aquí se relaciona a la proporción del escurrimiento máximo instantáneo con el volumen total. La relación numérica es la siguiente:

$$RV = -.1778 + .96414 * rv - 1.44901 * rv^2 + 1.43642 * rv^3$$

Donde: RV = Factor que relaciona el volumen total con el escurrimiento máximo instantáneo.

rv = Proporción del escurrimiento máximo instantáneo por derivar.

Finalmente el volumen máximo por derivar se obtiene con la expresión siguiente:

$$VMD = RV * VT$$

Donde: VMD = Volumen máximo por derivar en metros cúbicos.

VT = Volumen total escurrido en metros cúbicos.

Las expresiones antes descritas no son únicas para las estimaciones mencionadas, pero si son relativamente sencillas y aplicables a las condiciones de nuestro país, de tal manera que su uso permitirá diseñar y revisar el funcionamiento de las obras hidráulicas indicadas.

El ensolvamiento es también un problema por considerar para el caso de los canales, ya que dicho fenómeno aunado a las fallas o rupturas de los mismos puede provocar funcionamientos deficientes que afecten al sistema en su totalidad. Al momento de desensolver (canales o dique derivador) el material acumulado y extraído puede ser utilizado para reforzar las coronas de los bordos de los canales o de las melgas. La pendiente máxima en los canales para evitar asolvamiento será de 0.1%.

Respecto al bordo de captación (en el caso de que exista) se tiene que contemplar, además del ensolvamiento, la proliferación de diversas plantas que al paso del tiempo le restarán capacidad con los consecuentes efectos negativos sobre el sistema. En este caso en particular, el problema del ensolvamiento no es tal, ya que se puede utilizar la superficie interna del bordo de captación en la cual se ha acumulado el ensolve para obtener una cosecha con la humedad residual y aprovechando las excelentes características de este material. Es también importante detectar posibles fallas, excavaciones o derrumbes del bordo.

Con referencia a los bordos que dividen las melgas en el terreno, dos aspectos deben de revisarse:

1) El bordo debe tener una altura de corona uniforme en toda su longitud, para lograr esto se debe estacar cada dos metros y utilizando cualquier instrumento de nivelación (nivel montado, de manguera o caballete) se calcularán los volúmenes de suelo a mover para lograr esta altura de corona uniforme:

2) Los vertedores ubicados en el bordo deberán construirse tomando en cuenta el gasto máximo de diseño del sistema y deben llenar los siguientes requerimientos: a) ser construídos con material durable y de resistencia adecuada, b) Tener una capacidad hidráulica suficiente para

manejar la descarga de diseño del sistema, c) disipar dentro de la misma estructura la energía

cinética de la descarga, de tal manera que se proteja tanto la estructura como la melga siguiente y d) diseñarse para que se prevengan las socavaciones laterales o inferiores de la estructura.

El vertedor más simple para estas estructuras es aquel de cresta recta y en forma de caja. En este tipo de vertedor el agua fluye sobre una cresta ancha y descarga en la base de la estructura en donde se construye un delantal hidráulico para disipar la energía del agua antes que fluya a la siguiente melga. La longitud de la estructura se puede reducir si en lugar de delantal se construye un colchón hidráulico.

La capacidad hidráulica de esta estructura debe ser adecuada para transportar el gasto máximo de la cuenca o del diseño de flujo del sistema de manejo escurrimientos. La anchura y profundidad del flujo en el vertedor controlan la descarga en la Tabla 1 se muestran las dimensiones de los vertedores para manejar diferentes volúmenes de escurrimiento. Las dimensiones de la estructura son función de la profundidad del vertedor y de la altura de caída, como se muestra en la Figura 1. Esta altura no debe ser mayor de tres meses.

Respecto al sistema de melgas o terrazas de las parcelas, es necesario principalmente mantener una adecuada nivelación de estos terrenos para asegurar una distribución uniforme del agua y evitar zonas de depresiones o elevaciones que puedan promover partes con humedad excesiva o deficiente. Lo anterior permitirá obtener un mejor control y distribución del agua en las parcelas, esto deberá combinarse con un adecuado mantenimiento de los bordos interparcelarios y de los vertedores respectivos. En el caso de los bordos, deberá ponerse especial atención en los asentamientos de la corona que pudiesen facilitar la fuga del agua de la melga y por lo mismo, puedan ser causas de rupturas de dichos bordos: asimismo es también importante verificar la no existencia de excavaciones generalmente producidas por pequeños reedores y las que también pueden llegar a ser causa de ruptura.

h (m)	L (m)									
	.20	.40	.60	.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
.20	0.237	0.316	0.395	0.474	0.553	0.632	0.711	0.790	0.869	0.948
.40	0.670	0.894	1.117	1.341	1.564	1.788	2.011	2.234	2.458	2.681
.60	1.231	1.642	2.053	2.463	2.874	3.284	3.694	4.105	4.516	4.926
.80	1.896	2.528	3.160	3.792	4.424	5.056	5.688	6.321	6.953	7.585
1.00	2.650	3.533	4.417	5.300	6.183	7.066	7.950	8.833	9.716	10.600

PRINCIPALES USOS DEL SISTEMA

Una vez establecido y funcionando el sistema de manejo de escurrimientos se pueden usar en: cultivos en las terrazas o melgas, cultivos en los bordos interparcelarios o uso del agua para abrevadero, en el caso de haberse construido bordo para captación.

COSTOS Y BENEFICIOS

Con el fin de detectar el incremento de las ganancias de los productores es necesario considerar la inversión que el diseño o rehabilitación de las propuestas requiera, los principales conceptos a considerar serán 1) costos por nivelación de terrenos 2) costo de la infraestructura 3) frutales y 4) mantenimiento de la obra.

Adicionalmente debe de obtenerse la relación beneficio-costo para tener una idea global del incremento en el beneficio del sistema. Finalmente debe medirse el impacto social y económico de estas obras en el contexto regional.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA Y REFERENCIAS

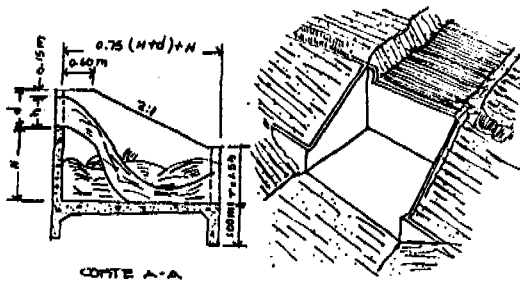
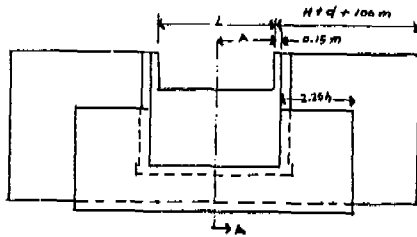
CHARCAS (1984). Estudio de los principales sistema de producción de Secamo en el altiplano potosino.

Figueroa Benjamín (1990). Curso de Escurrimientos Superficiales. Crezas.

Colegio de Postgraduados (1977). Manual de Prácticas de Conservación de Suelos.

Detenal (1981) Carta Topo0gráfica Ahualulco F-14-A-73 INEGI. México.

Martínez M.M.R. 1982. Estimación de Escurrimientos en Cuencas Pequeñas. Colegio de Postgraduados.



COMPARISON BETWEEN SIMULATIONS AND LABORATORY
EXPERIMENTS FOR INVESTIGATION OF REACTIVE SOLUTE TRANSPORT
IN HOMOGENEOUS POROUS MEDIUM

Corinne Bicheron, Jean-Marc Strauss and Michel A. Buès
Institut de Mécanique des Fluides, ULP-URA CNRS 854
2, rue Boussingault - F - 67000 Strasbourg

ABSTRACT

Currently, it is difficult to forecast the migration of a given pollutant through an aquifer, since retention phenomena are not well understood. A laboratory model permits, at reasonable cost, the repetition of experiments under a number of various conditions, thereby providing a cost-effective alternative for expensive and complex in situ studies. Overall, this leads to an improved state of understanding of the spread of pollutants in homogeneous porous formations and may also serve to validate and formulate mathematical models of complex pollutant-substrate interactions. In the present study, the ability of an organic pollutant to migrate through a saturated porous medium was investigated. This porous medium was confined to short columns consisting of natural quartz sand obtained from the Rhine aquifer. The investigated micropollutant was the pesticide, phenylmercuric acetate (PMA). Experiments were carried out using a stepwise injection regime at different inlet concentrations. Breakthrough curves demonstrated that the retention phenomena observed were not linear. These laboratory experiments were subsequently compared with numerical simulations which evaluated the convective-dispersive transport properties of PMA with respect to proposed retention mechanisms.

INTRODUCTION

There is considerable concern world-wide over the pollution phenomena of groundwater. Concentrated research efforts have been aimed at establishing the dimensions of the problems in an effort to evaluate potential threats to rivers, aquifers and groundwater systems. In the upper Rhine basin, the top of the phreatic zone is very near to the ground surface, thus many chemical exchanges likely occur with the surface water. The extensive application of pesticides, fertilizers, and agricultural chemicals likely contribute significantly to water pollution in these areas. The quality of Rhine fresh water resources must be continuously maintained with a minimum of social and economic costs.

Groundwater pollutants of varying toxicity primarily enter groundwater systems by three routes : 1) irregular or diffuse release of wastes or toxic products moving through sediments or exchange zones of rivers and aquifers. 2) the accidental release, spreading, and storage of alimentation wastes on soil surfaces by infiltration phenomenon. 3) the release of toxins into the atmosphere, followed by rain-mediated or

Analysis Methods

The phenylmercuric acetate is analysed by HPLC method - High Performance Liquid Chromatography - (Parkin 1986). The chromatographic conditions used are :

Ultraspher column ODS C18 Waters, 240 x 4,6 cm, particule size 5 μm .

Mobile phase : methanol, acetonitril, water in proportions 1/4/5 containing

5.10⁻⁴ % (W/V) of 6 mercaptopurine monohydrate and 5 μM of KH₂PO₄.

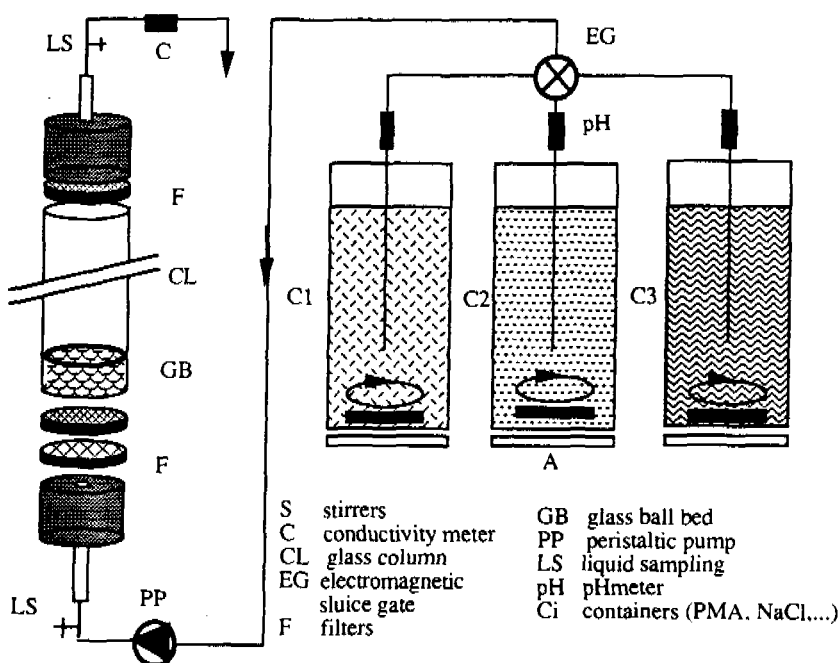
Flow rate = 1.5 ml/mn - Isocratic conditions.

Injected volume = 40 μl .

U.V. detector : a phenyl mercuric-6-mercaptopurine complex is formed with specific absorption properties at 280 nm.

Experimental procedure

Glass columns were filled with saturated porous medium (quartz sand) under sedimentation conditions in order to limit the presence of residual air in the medium. Materials in contact with solutions are inert to mercurial compounds (Pyrex, Teflon, Viton). Filters and glass ball bed allow a quasi-homogeneous injection of solutions (figure 1). Experiments were carried out using a stepwise PMA injection regime at different PMA concentrations ranging from 1 to 20 $\mu\text{g/ml}$. All the solutions were injected into the column system (up flow) with a peristaltic pump (with a mean pore velocity of 4.10⁻⁵ or 8.10⁻⁵ m/s).



Displacement parameters (mean pore velocity [L/T], "apparent" dispersion coefficient [L²/T]) were estimated from tracer breakthrough curves -See Data Reduction-. NaCl

was used as a tracer, and the electrical conductivity of the column effluent determined using a conductivity meter. The effects of PMA initial concentrations (C_0), ionic strength (I), mean pore velocity (U), column length (L), and reversibility of PMA exchange between phases were evaluated during dynamic studies (Bicheron, and Buès 1990 ; Bicheron, Strauss, and Buès 1991).

DATA REDUCTION

Mass balance equation

If we consider a one dimensional displacement in a column filled with an isotropic homogeneous saturated porous medium, the mass balance equation which governs the solute transport may be written as follows :

$$\underbrace{\frac{\partial C}{\partial t}}_{(a)} + \underbrace{\frac{m_s}{V_p} \frac{\partial \bar{C}}{\partial t}}_{(b)} = K_L \underbrace{\frac{\partial^2 C}{\partial x^2}}_{(c)} - U \underbrace{\frac{\partial C}{\partial x}}_{(d)} \quad (- \lambda C) \quad (1)$$

C is the solute concentration in the liquid [M/L^3], \bar{C} is the solute concentration in the solid [M/M], m_s is the mass of porous medium [M], V_p is the kinematic pore volume [L^3], U is the mean pore velocity [L/T], K_L is the dispersion coefficient [L^2/T], λ is a degradation constant [T^{-1}].

Terms (a) and (d) which respectively express the mass transfer between phases and the degradation processes, can be in competition with the convective-dispersive effects (b) and (c).

Usually the breakthrough curves (BTC's) in response to a stepwise or crenal injection are represented in a reduced coordinates system, $C/C_0 = f(V/V_p)$. C_0 is the inlet concentration, V is the total liquid volume passing through the system during the injection period. V/V_p is analogous to a reduced time. This representation allows the comparison of BTC's from experiments where parameters (C_0 , L , U) are different. Depending on the objective, a more judicious representation can be used to compare the BTC's of the studied solute directly with those of the tracer. With a reduced time like $(V/V_p)/R$ instead of (V/V_p) , this comparison is easy (Bicheron, and Buès 1990). R is a retardation factor determined from the BTC's using the value of V/V_p for $C/C_0 = 0.5$ (Brissaud, and Couchat 1978). In this axis system evidences of exchange kinetics can be pointed out (Strauss 1991).

Previous results

The detailed description of the fixation (adsorption of PMA to particulate phase - chemical groups) and transport of PMA through porous medium necessitates the determination of different characteristic constants. Two assay methods have been utilized to ascertain these parameters. The static assay involved the determination of the partition coefficients K_D from partition curves established for natural sand, for free clay, and free clay and hydroxide sands. The dynamic assay determined the hydrodynamic constants and fixation rates of PMA from BTC's. Results from the dynamic and the static assays were then compared. Regardless of the experimental conditions, a pseudo-equilibrium ($C/C_0 = 1$) was reached between the liquid and solid phases. According to the elution/retardation factors, and mass balance calculations, the exchanges of PMA between phases were non-linear, and thus only a finite number of PMA fixation sites on the sand were involved during the exchange reactions (figure 2). For each experiment, the length of the column ($L \approx 15$ cm) and the flow velocity ($U \approx 8 \cdot 10^{-5}$ m/s) remained constant. Column length and flow velocity will subsequently be denoted as L and U . Moreover, the fixation rates of PMA both on clay and hydroxide

fractions have been calculated using a sand previously treated to remove clays or clays and hydroxides. The free oxide-hydroxide sand BTC's were similar to those of the NaCl tracers (according to the retardation factor). These results were consistent with those obtained in batch reactors, and verify that the fixation and retention phenomena observed were likely due to the presence of oxides and hydroxides rather than retention mediated by clay fractions (Bicheron, and Buès 1991).

From a more realistic point of view, our previous results have demonstrated that modification of the physico-chemical characteristics of a contaminated soil (pH, I) which could result from secondary pollution events (salts, acid-rain), may remobilize the pollutants, thereby improving the quality of the phreatic water.

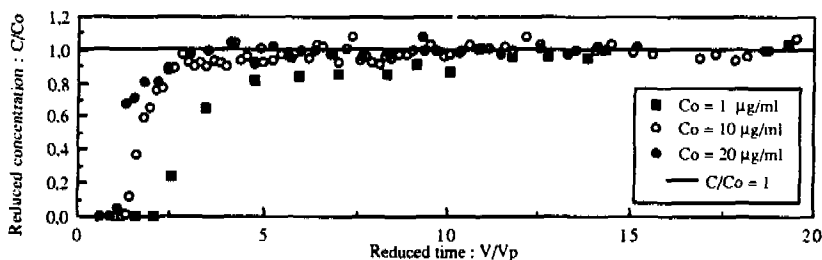


Figure 2 : Influence of the initial concentration on BTC's.

Influence of the mean pore velocity

For all experiments, the PMA concentration used was 1 µg/ml in 10⁻² M NaClO₄.

Exchange kinetics can be pointed out with experiments involving different mean pore velocity. For each column length, PMA solutions were injected through the system at two velocities, U and U/2 (figure 3). The comparison of the BTC's shows that the higher the mean pore velocity, the faster the PMA elution occurs. This result is less pronounced for shorter columns. The influence of this hydrodynamic parameter confirms that the LEA - Local Equilibrium Hypothesis - is not valid and that kinetics must be taken into account.

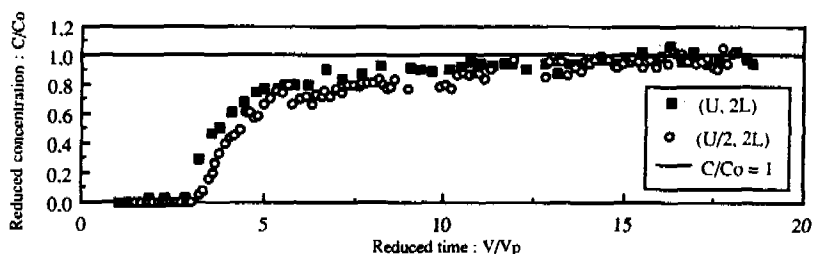


Figure 3 : Influence of the mean flow velocity on BTC's.

Influence of the column length

For a given mean pore velocity U or U/2, we study the effect of length. The results (figure 4a and b) show that the retardation factor is greater for observations taken further from the source. This displacement of the curves to the right is more significant for lower velocities. The effect of length on the results is similar to that of velocity. This behaviour is comparable to that of another micropollutant, inorganic mercury, on a

sand very similar to that used in our experiments (Bicheron, Strauss, and Buès 1991; Strauss 1991).

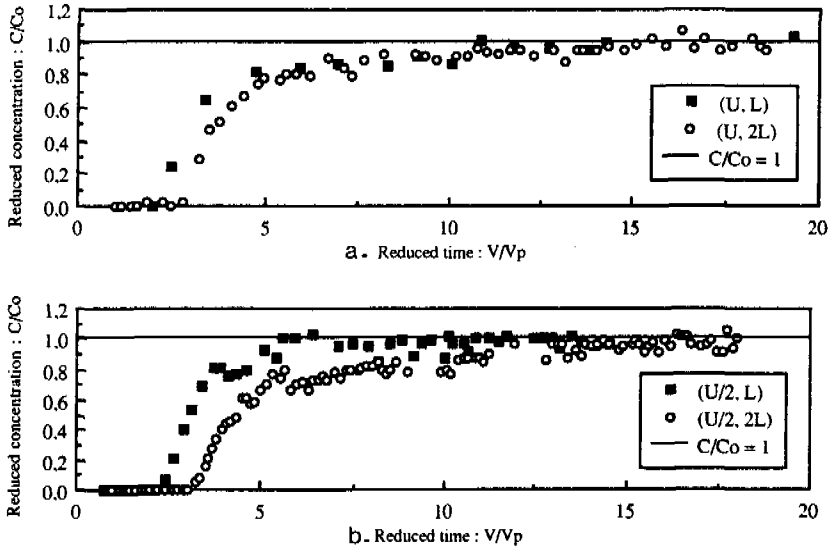


Figure 4 (a and b) : Influence of the column length on BTC's

SIMULATION ASSAY

Hypothesis and objectives

Simulation results were performed with a one dimensional computer code which takes into account terms (a), (b) and (c) of equation 1. To describe exchanges between PMA in solution and on solid surface, we supposed the existence of one retention mechanism although the low increase of C/C_0 , following the fast elution of PMA, suggests that a second one may occur. The equilibrium is assumed to follow the langmuir equation 2. Kinetics is supposed to be induced by the existence of a thin film of immobile liquid around the sand grains, i.e. external mass transfer - equation 3 - (Nicoud, and Schweich 1989 ; Stumm, and Morgan 1981). The intrinsic sorption phenomena are considered to be sufficiently fast compared to the mass transfer limitation.

$$\bar{C}^* = \frac{k_D C^*}{1 + k_2 C^*} \quad (2)$$

$$\frac{m_s}{V_p} \frac{\partial \bar{C}}{\partial t} = k_e (C - C^*) \quad (3)$$

where : C is the concentration in the mobile liquid
 C^* is the concentration in the immobile liquid
 k_e is the external mass transfer kinetics constant and depends on the mean velocity (Villermaux 1985)
 k_D and k_2 are the coefficients of the langmuir equation

In a first step, values of k_D , k_2 and k_e were obtained by fitting simulated curves with the BTC's in response to different inlet concentration. The aim of this part is to reproduce the elution delay and the first part of the curves. In the second step we tried to

reproduce the influence of U and L with the values of k_D , k_2 and k_e used in the first step.

Simulated curves

The computer code permits us, with constant values of k_D , k_2 and k_e ($1.15 \cdot 10^{-3}$ l/g, $4.0 \cdot 10^5$ l/mol and $4.8 \cdot 10^{-3}$ s $^{-1}$), to reproduce the elution of PMA for different values of C_0 (figure 5), but the low increase of C/C_0 is not reproduced. This confirms that a second retention mechanism, which is much slower, exists.

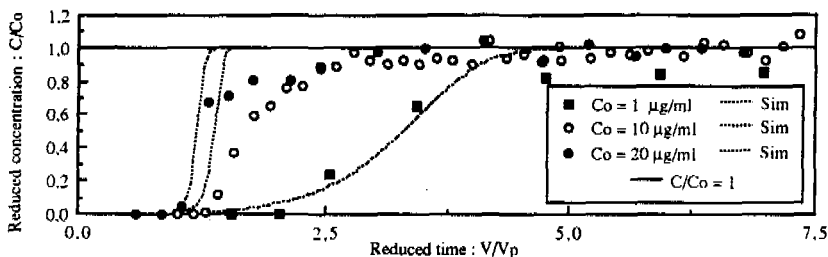


Figure 5 : BTC's at different concentrations and simulations

The simulations do not reflect the increase of the retardation factor with increasing length or decreasing velocity which was observed. Nevertheless, these simulations give a good illustration of a similar effect of U and L when kinetics appears (figure 6 a and b). Exchanges appear to be faster, as U decreases or L increases. These two parameters play an important role in the LEA (Bahr, and Rubin 1987).

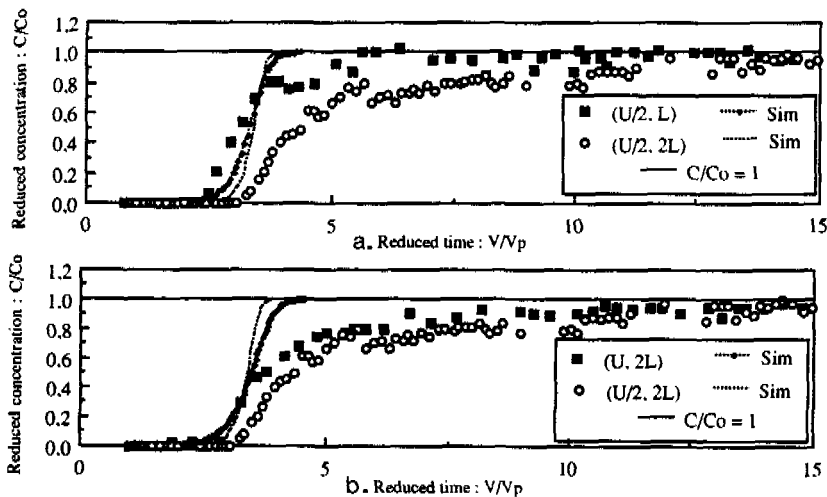


Figure 6 (a and b) : Influence of length and flow velocity : simulations and experimental results.

CONCLUSION

The non-linear behaviour of PMA solutions injected through a natural quartz sand column is due to the existence of a finite number of surface sites. Sorption of this pesticide is controlled by two retention steps which differ from a kinetics point of view. Fast sites and slow sites exist on the solid surface. A better prediction of the BTC's could be obtained by considering two retention phenomena in the computer code.

BIBLIOGRAPHY

- Bahr J.M., and Rubin J. (1987)
Direct comparison of kinetics and local equilibrium formulation for solute transport affected by surfaces reactions. Water Resources Research, 23, 438-452.
- Bicheron C., et Buès M.A. (1990)
Transfert de l'acétate de phénylmercure (PMA) à travers un milieu poreux saturé. Journal Français d'Hydrologie, 21, Fasc. 2, 241-254.
- Bicheron C., et Buès M.A. (1991)
Réactivité physico-chimique et biodégradation bactérienne d'un micropolluant organomercurel. 3ème Congrès Français de Génie des Procédés. 4-6/09/91, (F) Compiègne (to be published).
- Bicheron C., Strauss J.M., and Buès M.A. (1991)
Comparison of the behaviour of two mercurial compounds during their transport through a natural saturated porous medium. Computer Methods and Water Resources, Vol. 1, Groundwater Modelling and Pressure Flow, Ed. D. Ben Sari *et al.*, Springer Verlag, 185-196.
- Brissaud F., et Couchat P (1978)
Interactions liquide-solide et migration des solutés en milieu poreux saturé. Bulletin du BRGM (2° série) Section III, n° 4, 293-301.
- British Crop Protection Council (1987)
The pesticide manual. A world compendium. 8th Edition, 1081 p.
- Nicoud R.M., and Schweich D. (1989)
Solute transport in porous media with solid-liquid mass transfer limitations : application to ion exchange. Water Resources Research, 25, 1071-1082.
- Parkin J.E. (1986)
Assay of phenylmercury acetate and nitrate in pharmaceutical products by high-performance liquid chromatography with indirect photometric detection. J. Chromatogr., 370, 210-213.
- Royal Society of Chemistry / Information Services (1987)
The Agrochemicals Handbook. 2nd Edition.
- Stumm W., and Morgan J.J. (1981)
Aquatic chemistry. Wiley, New-York, 780 p.
- Strauss J.M. (1991)
Modélisation des interactions physico-chimiques à l'interface liquide/solide pendant le transport d'une solution de mercure II dans un milieu poreux naturel saturé. Ph.D. Thesis, ULP - Strasbourg, 111 p.
- Villermaux J. (1985)
Génie de la réaction chimique : conception et fonctionnement des réacteurs. Tec. & Doc., Lavoisier, Paris, 401 p.

ACKNOWLEDGMENTS : This work was partially supported by Sandoz Ltd and CNRS (PIREN / EAU ALSACE).

OPTIMIZACION DE LA GESTION DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS MEDIANTE LA RECARGA ARTIFICIAL. EXPERIENCIAS EN LA CUENCA DEL GUADALQUIVIR.

Antonio Silgado Dorado*. Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. José Rodrigo Román. Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Miguel Martín Machuca. Instituto Tecnológico Geominero de España. Ramón Mantecón Gómez. Compañía General de Sondcos. * Plaza de España, Sector II, 41071-Sevilla.

RESUMEN

Las aportaciones medias en la Cuenca del Guadalquivir (63.822 km²), son de 8.940 Hm³/año. La regulación actual es de 34% (3.034 Hm³/año), previéndose que ésta alcance el 40% en un futuro próximo.

La configuración topográfica de la Cuenca unida a un régimen de lluvias temporal e irregular hacen poco viable, técnica y económicamente, un incremento de la regulación por los procedimientos tradicionales (presa y embalse).

La existencia en la Cuenca del Guadalquivir de condiciones hidrogeológicas favorables, unida a la disponibilidad de excedentes de aguas en invierno, aconsejan la utilización de la recarga artificial como herramienta de regulación. En este sentido destaca la zona de Bajo Guadalquivir donde coexisten condiciones hidrogeológicas favorables para el almacenamiento, disponibilidad de las aguas del Canal del Bajo Guadalquivir y localización de una alta demanda hidráulica.

Es aquí donde la C.H.G. y el I.T.G.E. en colaboración realizan la experiencia más importante de ensayo de recarga artificial, con el fin de definir los parámetros técnicos y económicos que permitan en su aplicación industrial la regulación adicional de 100 Hm³/año.

1. INTRODUCCION

La Cuenca del Guadalquivir, con una extensión del orden de 60.000 km². ocupa el cuarto lugar entre los grandes ríos españoles. Su característica fundamental es la extremada irregularidad de su régimen, que hace que sus caudales, en régimen natural, puedan oscilar, a lo largo del año, en la proporción de 1 a 1.000 y sus recursos brutos, entre el año más seco y el más lluvioso, en la proporción de 1 a 5, siendo los correspondientes al año medio, del orden de 8.900 Hm³.

A partir de la década de los 40, se han venido realizando obras de regulación de las aguas superficiales, que en la actualidad alcanzan una capacidad total próxima a los 5.000 Hm³., y regulan 3.034 Hm³/año, recursos que se producen fundamentalmente en la cabecera del río Guadalquivir y de sus principales afluentes (Fig. 1).

La demanda neta total, que en el momento actual está equilibrada con los recursos disponibles, se cifra en unos 3.000 Hm³. Aproximadamente un 80% corresponde a los riesgos, que son atendidos en un 82% con recursos superficiales y el resto a través de explotación de acuíferos.

Las anteriores cifras explican claramente la necesidad de aumentar los recursos regulados.

Una disponibilidad muy interesante nos la brinda la recarga de acuíferos, particularmente si están situados en zonas donde no es posible construir embalses de superficie, como es el caso del Aluvial del Guadalquivir o el de las Calcarenitias de Carmona, objeto éste último de la presente comunicación.

Como paso previo, se plantea la necesidad de definir con suficiente precisión los parámetros básicos del acuífero, a fin de determinar los volúmenes implicados, el tipo y la superficie de infiltración de acuerdo con los caudales disponibles y obtener, en definitiva, toda la información necesaria para el estudio de la viabilidad técnica y económica del proyecto.

A esto se dirige la experiencia que se describe a continuación.

2. LOCALIZACION. ENCLAVE HIDROGEOLOGICO

Se localiza la experiencia al sur de la ciudad de Sevilla, dentro del sistema acuífero Sevilla-Carmona, que con una extensión de 1.150 km². se extiende por el Bajo Guadalquivir en la margen izquierda de este río. (Fig. 2)

Los materiales acuíferos son Areniscas Calcáreas del Mioceno Superior (Calcarenitas, en lo sucesivo), y los diferentes aluviales de las terrazas cuaternarias del Guadalquivir. De Este a Oeste se suceden las areniscas en la cabecera del acuífero y las terrazas del Cuaternario Antiguo, Medio y Reciente, que descienden de forma escalonada hasta el río Guadalquivir. Los límites y el sustrato de estos materiales acuíferos son las Margas Azules también del Mioceno Superior (Tortoniense).

Las Calcarenitas afloran en forma de franja, con orientación SO-NE. Hacia la base pasan a arenas margosas. El espesor puede llegar a superar los 50 m.

Las terrazas cuaternarias están constituidas por aluviales del Guadalquivir (limos, gravas, cantos rodados y arenas) y su potencia oscila desde 10m. para el Cuaternario Antiguo y más de 20 m para el reciente.

Los acuíferos que forman estos materiales son libres, con niveles piezométricos comprendidos entre 0 y 30 m., siendo en su mayor parte, inferior a 10m. Las oscilaciones estacionales de nivel son más pequeñas en la terraza del Cuaternario Reciente (0 a 2 m) y mayores en las areniscas (2 a 8 m) en donde, además, se observa un descenso progresivo de nivel como consecuencia de la intensa explotación.

Los parámetros hidráulicos medios, a nivel regional, presentan valores de la transmisividad entre 100 y 500 m²/día para las areniscas y entre 50 y 1.000 m²/día para el Cuaternario. Su coeficiente de almacenamiento es del 1 al 10% en las areniscas y del 1 al 20% en el Cuaternario.

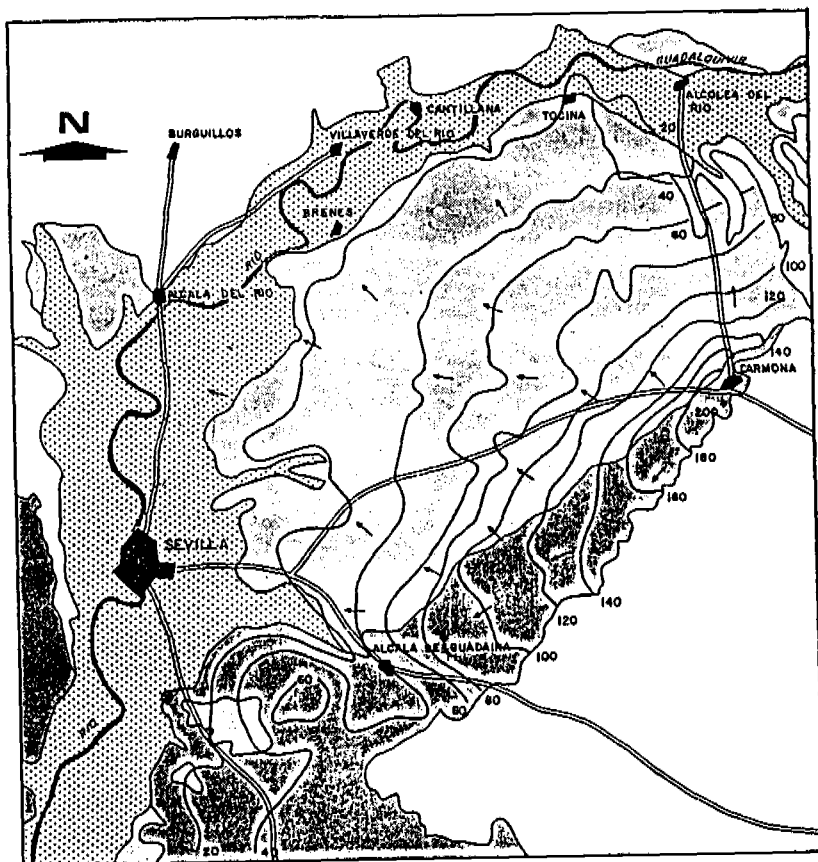
En cuanto a la calidad de las aguas subterráneas, en las areniscas el residuo seco es inferior a 0.5 gr/l. mientras que en las distintas terrazas cuaternarias, toma valores entre 0.5 y 2 gr/l. La contaminación orgánica es importante, hasta tal punto que se han medido concentraciones máximas de 140 mg/l. de nitratos en el Cuaternario Reciente.

La alimentación de los acuíferos se realiza por infiltración directa del agua de lluvia, estando localizada la zona más activa en este sentido, en la cabecera del manto, que es donde afloran las areniscas. Hay que notar a este respecto, que la terraza del Cuaternario Reciente se encuentra hidráulicamente conectada al río Guadalquivir, por lo que existe una estrecha relación río-acuífero.







Por otra parte, los ríos Guadalquivir y Guadaira (Fig. 2) definen los dos ejes de drenaje más importantes del acuífero. La circulación de las aguas viene condicionada por esta circunstancia. Las aguas circulan hacia el NO, O y SO pasando de las areniscas directamente al Guadaira, o indirectamente al Guadalquivir, después de atravesar las diferentes terrazas cuaternarias y con un descenso desde la cota 200 a la cota 5.

Los recursos propios debidos a la infiltración, calculados a partir de la lluvia útil, se han estimado en unos 174 Hm³/año mientras que la explotación del Sistema se realiza principalmente en las areniscas en donde las entradas son las del orden de 28 Hm³/año y las salidas ligeramente superiores. Las terrazas cuaternarias recientes y medias, se riegan en gran parte con aguas superficiales procedentes del Canal del Bajo Guadalquivir, por lo que reciben una alimentación suplementaria a partir de la reinfiltración de riego. Las extracciones globales de todo el sistema son del orden de 40 Hm³/año.

MAPA HIDROGEOLOGICO DEL SISTEMA
ACUIFERO DE SEVILLA - CARMONA



LEYENDA

- | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
|  | Terrenos impermeables |  | CUATERNARIO MEDIO Y ANTIGUO, terrazas |
|  | CUATERNARIO RECIENTE, terraza reciente |  | SAHELIENSE, calcarenitas y arenas finas |
|  | Dirección del movimiento de las aguas subterráneas |  | Curva isopieza |

ESCALA 1/ 250.000.

FIGURA 2

3. INSTALACIONES DE RECARGA

Para la realización de la experiencia de recarga artificial, fué necesaria la ejecución de las siguientes obras de infraestructura y control:

A. OBRAS DE INFRAESTRUCTURA

- ESTACION DE BOMBEO. Consta de motor eléctrico de 25 c.v., capaz de proporcionar un caudal de 90 l/s.

- CONDUCCION. Desde la estación de bombeo, hasta el área de recarga, se instaló una tubería subterránea de fibrocemento de 1.050 metros de longitud de 300 mm de diámetro.

- Balsa de decantación. Con una capacidad de 650 m.

- Balsa de infiltración. Realizada por escavación mecánica hasta una profundidad de 6.5 m., correspondiente al espesor del recubrimiento de menor permeabilidad. Tiene una capacidad de 6.000 m³ y una superficie útil de infiltración de 480 m². El fondo de la balsa va provisto de un macizo filtrante de arena silícea, de 90 cm. de espesor.

La conexión entre la balsa de decantación y la balsa de infiltración, se realiza a través de un rebosadero con compuerta metálica accionable.

B. OBRAS DE CONTROL

- ESTACION METEOROLOGICA. Ubicada dentro del recinto de recarga. Consta de pluviómetro tipo Hellman, termómetro de máximas y mínimas, evaporímetro Piche y tanque de evaporación.

- AFORADOR. Para controlar el caudal entrante, se construyó un aforador tipo Thompson con descargados de 90 grados en V.

- PIEZOMETROS DE CONTROL. En las inmediaciones de la balsa de recarga, se han realizado 11 sondeos piezométricos, de profundidades variables entre 20 y 56 metros, para controlar la evolución de niveles en el área. En cuatro de estos piezómetros, se instalaron equipos para control en continuo.

4. ENSAYOS DE RECARGA. RESULTADOS PROVISIONALES.

En julio de 1990 y abril de 1991, se llevaron a cabo dos ensayos previos de corta duración, 8 y 10 días respectivamente, a fin de terminar los valores de tasa de infiltración, coeficiente de llenado y transmisividad durante y tras la recarga.

Los ensayos realizados, permitieron observar la existencia, en el fondo de la balsa, de dos importantes zonas de fracturas, a través de las cuales se producía la percolación, casi instantánea, de toda el agua empleada. (Fig. 3)

A la finalización de ambas experiencias, se llevó a cabo un examen del grado de colmatación del macizo filtrante y a la limpieza, mediante escariado, y restitución en las zonas de fracturas, del mismo.

El 23 de mayo de 1991, se inició un nuevo ensayo, en este caso de duración indefinida, con el fin de determinar la evolución de la tasa de infiltración con el tiempo, estudiar el efecto de colmatación y evaluar, en función del seguimiento de la experiencia, los mecanismos de difusión del agua recargada a través de la zona saturada y los volúmenes que pueden ser recargados-regulados en futuras experiencias a gran escala.

Durante esta experiencia, que continúa en marcha en la fecha de elaboración de la presente comunicación, se emplea un volumen constante de recarga de 6900 m³/d. Con este caudal, la lámina de agua en la balsa de infiltración, se mantiene prácticamente constante en 1.5 metros con variaciones de +/- 0.1 m. La tasa de infiltración calculada, es ligeramente superior a los 14 m/día, y los ascensos registrados en los piezómetros, tras haberse recargado un volumen de unos 320.000 m³, son los siguientes:

PIEZOMETRO Nº	DISTANCIA A Balsa DE INFILTRACION (m)	ASCENSO (m)
1	2	4.97
2	20	4.21
3	48	3.71
4	35	3.74
5	55	3.18
6	37	3.79
7	93	2.30
8	157	0.92
9	179	2.57
10	38	3.35
11	115	1.84

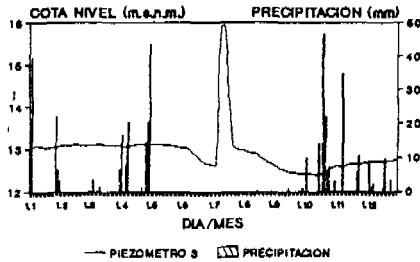
(Fig. 4)

En los piezómetros más próximos a la balsa (1 y 2), el máximo ascenso se consiguió tras 15 días de recarga; en los piezómetros 3, 4, 5, 6 y 10, el máximo ascenso se alcanzó tras 28 días de recarga y en los piezómetros 7, 8, 9 y 11 el ascenso continúa, aunque con clara tendencia a la estabilización.

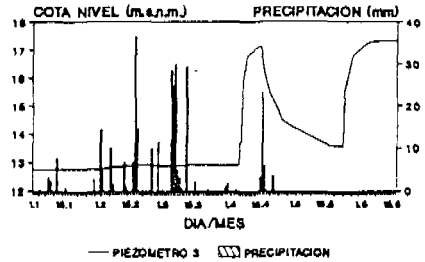
El "llenado" del acuífero, no se produce de manera uniforme, debido a la existencia de fracturas bien desarrolladas que condicionan direcciones de flujo preferenciales y elevadas velocidades de circunvalación (superiores a los 300M/día). Ver perfiles 1, 2 y 3 (Fig. 4)

Los resultados provisionales del seguimiento llevado a cabo durante los 47 días de recarga, permiten estimar que, durante un período de recarga continua de 120 días, se podría regular con superficies de infiltración sensiblemente menores a la empleada en la experiencia piloto, un volumen comprendido entre 1 y 1,5 Hm³/año con radios de influencia del orden de 650-1000 metros. Como complemento a la experiencia de recarga en superficie, que actualmente se lleva a cabo, está previsto iniciar en fechas próximas, otra de recarga en profundidad, mediante pozos o socavones. El alto grado de fracturación de la formación permeable, permite suponer que las experiencias de recarga en profundidad, puedan conseguir un alto rendimiento con un sustancial ahorro de superficie de recarga.

EVOLUCION PIEZOMETRICA P-3/PRECIPITACION
ARO 1.990



EVOLUCION PIEZOMETRICA P-3/PRECIPITACION
ARO 1.991



RECARGA CALCARENITAS 1.991
ENSAYOS 2 Y 3

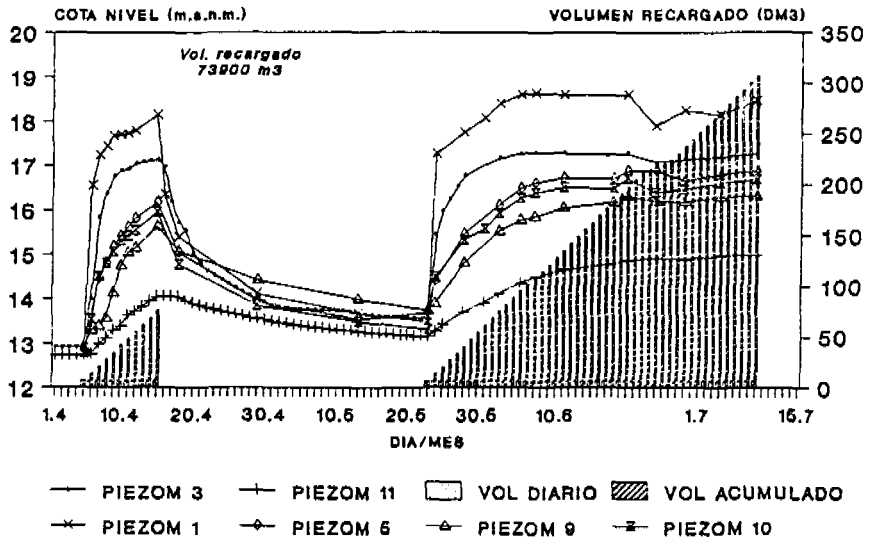
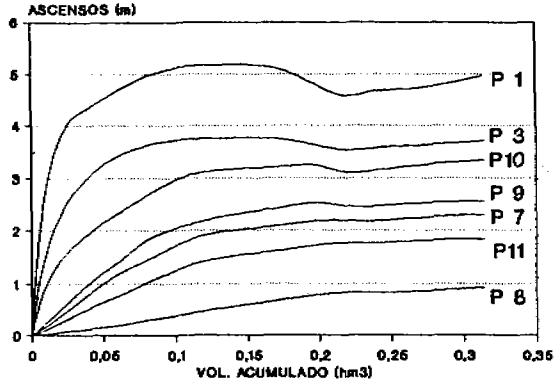


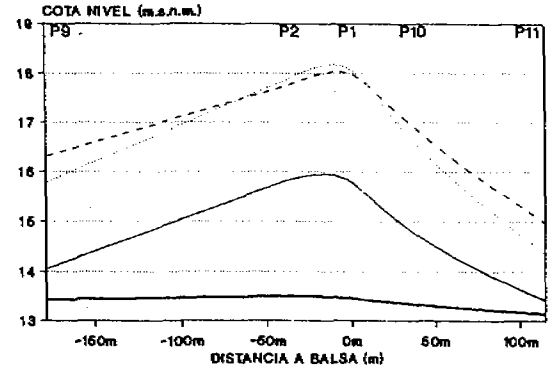
FIGURA 3

FIGURA 4

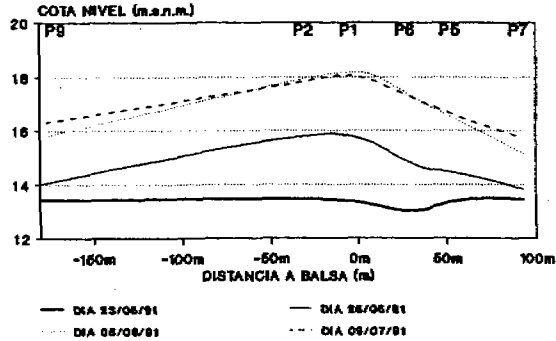
VOLUMEN RECARGADO - ASCENSOS



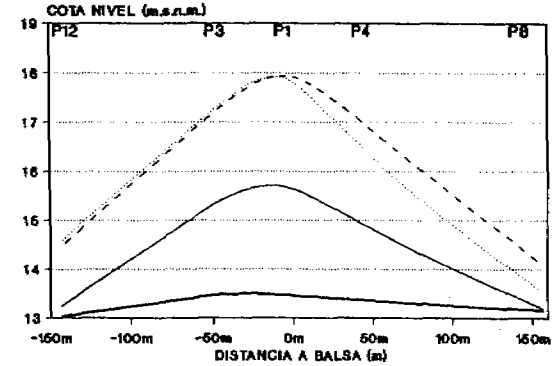
EVOLUCION NIVELES ENSAYO RECARGA
PERFIL 1 (P9-P2-P1-P10-P11)



EVOLUCION NIVELES ENSAYO RECARGA
PERFIL 2 (P9-P2-P1-P6-P5-P7)



EVOLUCION NIVELES ENSAYO RECARGA
PERFIL 3 (P12-P3-P1-P4-P8)



PERFORMANCE EVALUATION INDICES FOR EXTREME LOW FLOWS AND IMPACTS ON WATER QUALITY

Lloyd A. Logan, Ontario Ministry of the Environment,
135 St. Clair Avenue West,
Toronto, Ontario M4V 1P5, Canada

ABSTRACT

Streamflow dilutes and assimilates pollution naturally as important phenomena to augment reduction of risks to human health and hazards to the aquatic species from toxic substances. In relation to constraints of established water quality standards the degree to which these processes can be achieved depends on the magnitude of the pollutants, the effluent flows and the minimum design streamflow. It is known that the dilution factor and the decay rate constant of a pollutant are governed by the background conditions and environmental state of the receiving stream. The stochastic nature of the streamflow events also add elements of uncertainty to the capability of the stream to maintain satisfactory water quality conditions at specified objective levels. A method is developed to evaluate the performance of the streams by examining extreme low flows using probability-based concepts of reliability, resiliency and vulnerability; all being judged under various pollution control policies. Further development, involving relationships between ratio of acute and chronic toxicities to design flows ratio provided measures to select critical design streamflow in controlling water quality. The method has been applied and tested with toxic waste parameters at selected streamflow and water quality monitored sites. It is concluded that with this approach suitable minimum design streamflow can be established; being shown to be consistent with probable failure at specified water quality objective; adding also, opportunities to the decision-makers' choice of design flows to reduce the significance of the consequence of failure.

INTRODUCTION

The behaviour of streamflow is a measure of the dynamic response of a river system. The aquatic life relies on satisfactory water quality conditions as viable habitat. The presence of nutrients and persistent toxicants in the streams frequently degrade the water quality to conditions exceeding

the established water quality objectives, thereby creating a threat to the aquatic life and subsequently causing risks to human health.

The natural streamflows are frequently turbulent and undergo physical mixing and dispersion caused by molecular and turbulent diffusions influenced by stream velocity gradients; and the pollutants are transported in soluble form or as adsorption to suspended particles (Orlob 1970, Chapman 1979).

The impacts of the magnitude, duration and frequency of toxicants as well as the whole-effluent toxicity on the aquatic life have been examined by EPA (1985) leading to bioassay-based toxic criteria recommended for wasteload allocations. The no observable effect level in stream is consistent with Ontario water quality objectives (MOE 1984). It has been assumed that continuous streamflow of values greater than a specified design flow would be available at all times for these processes. The hydrologic flux of the streamflow provides the capability to dilute and assimilate the wastes to requirement of the pollution control criteria.

Natural streamflow events are stochastic containing random elements. The objective of this paper is to investigate the behaviour of streamflow, relative to performances evaluated on the basis of reliability, resiliency and vulnerability, that is, the stream remaining in a satisfactory state, recovers following a failure and the extent of the significance of the consequence of failures, respectively.

Further, the question may arise as to the critical design flow most suitable for the control of toxic pollutants relative to given control strategy. The selection of the most stringent design flow for wasteload allocations under chronic conditions is judged by comparisons between design flows ratio, and the ratio of acute to chronic toxicity of given toxicants.

STREAMFLOW AND QUALITY

The streamflow is responsible for conveying, diluting and assimilating the wastes. For a given basin, the flow is governed by the equation of motion and the equation of continuity. In practice the flow rate q , is determined from an empirical relationship of measurements of stage h , and discharge q ; defined as: $q = f(h)$, from which the flow q , is estimated from flow stages measured continuously.

The properties of a quality constituent may be valued from the magnitude of the concentration, the period of time the concentration exceeded a specified quality objective and the frequency of exceedances. The ambient water quality conditions varies with the property of the constituent and the characteristics of the streamflow. Wasteload allocations under

permit requirement is controlled by specified design flow guidelines set at certain risks; thereby, limiting the possible violation of the water quality objective. Average wasteloads may be acceptable for nutrients; however, for toxicants total maximum wasteloads are required (EPA 1985). It is recognized that the effluent discharge is also a variable. If, however, the plant maintains the desired degree of performance with respect to specified criteria the probability of the plant exceeding the limit would be low. The subsequent probable failure in quality could then be judged on the variability of the streamflow subjected to a given design flow.

Streamflow Statistics

Streamflow variables are time-variant, comprise random and trend components, nonstationary due to seasonality; and cyclic in nature identified by groups of wet and dry years (Svanidze 1980). The trend is deterministic and reflects the cyclic nature of the streamflow process. The streamflow series is not normal and contain outliers which dictate the extreme behaviour of the streamflow. The population of these extreme values are often treated by Extreme Distribution, such as Gumbel and Weibull (Matalas 1963, Burnett and Lewis 1980). Extreme low flows are the reference level for water quality control strategy. Low flows have been investigated by several researchers under Canadian conditions (Pilon and Jackson 1988); while Logan (1984, 1986) examined design low flows relative to failures to satisfy water quality criteria.

The extreme low flow sequences of a streamflow series may be determined as the minimum of the n-day moving average low flows in any given period: $q(n)_j = \min [q(n)_{i,j}]$ where, $q(n)_j$ and $q(n)_{i,j}$ are the minimum of the n-day moving average low flows in year j, and the n-day moving average flow at period i, in year j, respectively. In practice, the extreme sequences are fitted to the Gumbel Extreme Type 3 probability distribution. A design flow $nQ(T)$, may be specified from the fitted extreme probability model, where the recurrence interval T, is the reciprocal of the probability which defines the risk of failure, thereby, ensuring that the pollution control at the specified design flow level will be maintained.

Streamflow Performance

The method of performance evaluation of water resources systems, using probability concepts of reliability, resiliency and vulnerability have been employed by Hashimoto, Stedinger and Loucks (1982) and Weeraratne, Logan and Unny (1986). This approach was extended to examine the performance of natural streamflow (Logan 1986).

If the stream is subjected to a given design flow $nQ(T)$, then the probability that the continuous streamflow will be in a satisfactory state S , at all time is defined as the Reliability $\alpha(q)$:

$$\alpha(q) = P[q(t) \geq nQ(T)] \quad (1)$$

The stream expresses a sense to recover following a failure which is defined through a resiliency $\gamma(q)$:

$$\gamma(q) = P[q(t+1) \geq nQ(T) \mid q(t) < nQ(T)] \quad (2)$$

The resiliency is the reciprocal of the average time $T(F)$, the stream remains in temporary resident in the unsatisfactory state F . This is examined through a transition probability $\rho(q)$, with the average time expressed as:

$$T(F) = [1 - \alpha(q)]/\rho(q) \quad (3)$$

where, $\rho(q) = P[(q(t) \in S) \mid (q(t+1) \in F)]$.

It should be noted that as time tends to infinity the number of expected transitions from S to F is equal to the expected number of transitions from F to S ; implying that resiliency $\gamma(q)$, is equivalent to the probability of recovery in a single time step; in turn resiliency is expressed as: $\gamma(q) = 1/T(F)$.

Vulnerability ν , measures the severity of the failure:

$$\nu = \text{sum}[\eta(q)_i \cdot D(q)_i] , i = 1 \text{ to } M \quad (4)$$

where, $D(q)_i = [nQ(T) - q(t)_i] \cdot \text{deltatime}/\text{time}(f)$ is the deficit at the severe failure time increment i , $\eta(q)_i$ is the failure probability for flow $q(t)_i$ in the most severe failure sequence, deltatime is the total time increments for the most severe failure sequence over i to M , and $\text{time}(f)$ is the total time increments for all the failure sequences relative to the reference objective. The probability $\eta(q)_i$ is estimated from the probability of the failure sequences.

Examining Design Flows

Previous study assessed design flows under Ontario conditions using biologically based criteria of maximum and chronic toxic concentrations (MOE 1990). The pollution control requires that chronic wasteload allocations $W(c)$, satisfy ambient water quality objectives. If the acute wasteload allocation $W(a)$, is considered, and with cases of low acute to chronic toxicity ratio then violation of the chronic conditions will become more critical, seeing that $W(a)$ is shown to be more stringent than $W(c)$ (Biswas and Bell 1984).

If the effluent flow is assumed to be negligible, then, an estimate of the wasteload allocation is $W = K \cdot nQ \cdot C$ where, K is a constant influenced by the temperature, pH and the nature of the decay rate constant either under a chronic or an acute condition, C is the chronic C(c), or the acute C(a), concentration; and nQ is the design flow defined as a chronic nQ(T) or an acute nQ(a). If concentrations C(c) and C(a); and assigned acute design flow nQ(a), with $K(c) = K(a) = 1$ for conservative substances are known; then the chronic design flow nQ(T), should be chosen such that W(c) become stringent over W(a); that is: $nQ(T)/nQ(a) < C(a)/C(c)$. The design flow nQ(T), is judged rationally by comparison such that the flow ratio $nQ(T)/nQ(a)$, is in the same order of magnitude as the toxicity ratio of the selected toxicant. Further study on the fate and transport of many toxic constituents are required to justify the consistency of the toxicity ratio method.

APPLICATION

Water quantity and quality monitoring programs have been established in Ontario to provide information for water resources management and to provide input to make decisions in controlling point and diffuse sources of pollutions.

Of the 460 active streamflow gauging stations monitored in Ontario, 344 have been examined for extreme low flow characteristics (MOE 1990). In the Nottawasaga River basin, where development is undergoing, the identified pollution sources are industrial, municipal, landfill and agriculture. The quality parameters of main concern are bacteria, toxic organics and metals. An assessment of the water quality records at 13 active water quality sites showed high occurrences of chlorides, conductivity, suspended solids and sulphates, and incidences of parameter exceeding the quality objective, such as total phosphorus, copper and iron; with minor violations by dissolved oxygen, pH, ammonia, zinc and lead. The environmental impacts anticipated are excessive aquatic growth, bacterial contamination and toxicity to fish and other aquatic species.

The stream performances for copper and iron concentrations, by applying the quality estimator procedure of Logan(1990), showed reasonable reliability, poor resiliency of unacceptable recovery time; and significant vulnerability (Figure 1). It is concluded that in order to prevent further degradation of water quality in the streams, added regulations or suitable abatements and enforcement would have to be imposed.

Due to advances in agricultural, industrial and urbanization activities in the basin, knowledge of the performance of the streams are important as measures in the planning process, mainly to make decisions to minimize potential impacts on water quality conditions. Performance evaluation curves for

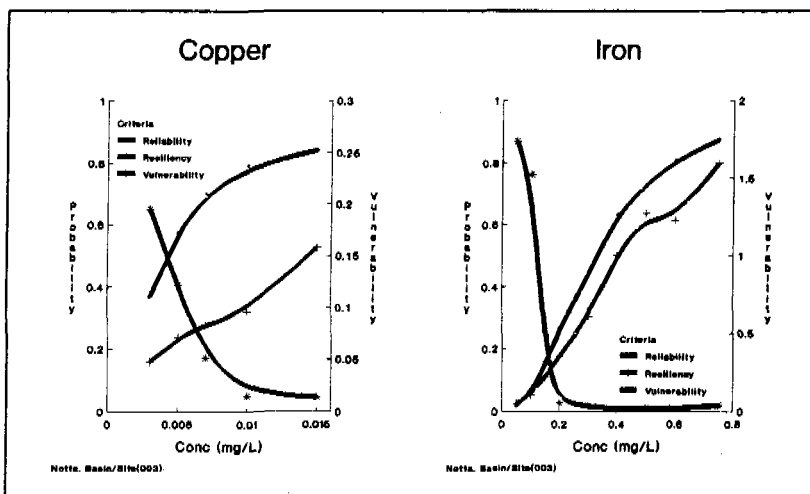


Figure 1: Stream Performance Evaluation for Quality Constituents - Nottawasaga River Site (003)

the Nottawasaga River extreme low flows at gauge(ED003) are shown in Figure 2, indicating responses to various policies on design flow. The reliability (Figure 2a) for design policy of nQ(2-yr) indicated decreases in probability with an increase in the n-day averages. If the design flow nQ(10-, 20- or 50-yr) is considered the differences in reliability are negligible, even with a change in the n-day averages. The 1-day average low flow, or the design policy nQ(50-yr) gave the best reliability. Traditionally, the choice of design flow has been based on the recurrence interval as the acceptable risks.

In addition to the reliability the resiliency and vulnerability add further criteria to assess this risk. In Figure 2b, the nQ(20- or 50-yr) design policy has a resiliency that is most responsive, that is, a large resiliency value is observed following a failure, being more effective at the $n \leq 7$ -day average low flows. For the nQ(2- or 10-yr) design policy the resiliency values are the least responsive; that is, minor responses observed even with the 1-day average low flow. This implied that when a failure in design flow is sustained by the stream, it takes a longer time for it to recover for the less stringent design flows and gets poorer as n-day increases. Figure 2c shows the vulnerability as a measure of the consequence of failure; as is expected, it increases with an increase in the n-day averages for a given design policy. The severity is major for design flow nQ(2-yr) and not significant for a more stringent design flow policy nQ(20- or 50-yr).

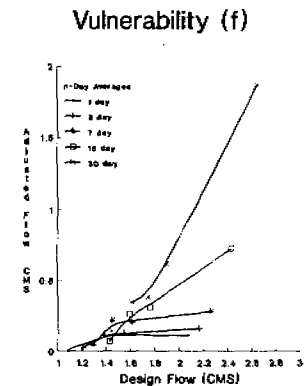
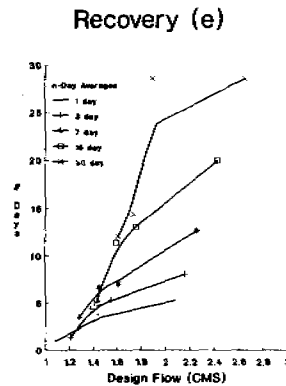
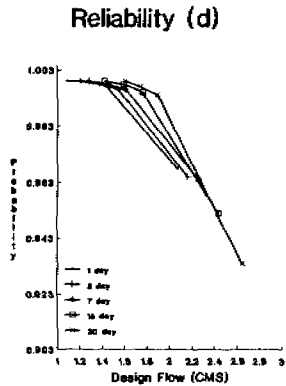
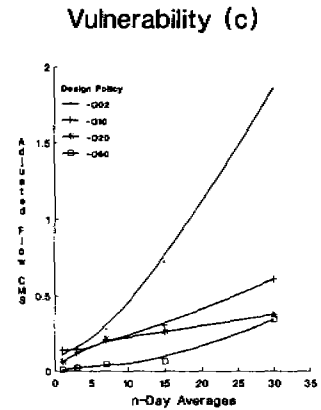
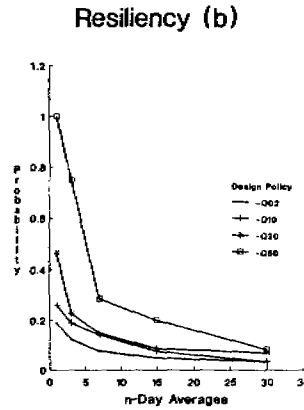
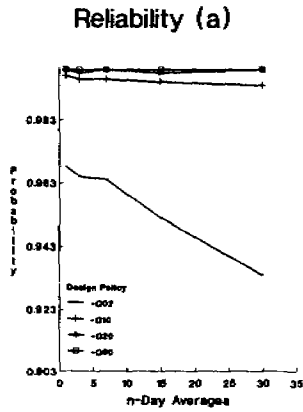


Fig.2 Stream Performance Evaluation for Extreme Low Flows
Nottawasaga River Gauge (ED003)

Figures 2d and 2e showed the reliability, and the reciprocal of the resiliency defined as recovery response time, versus design flows, respectively, examined by n-day averages. The noted large recovery times for the 15- and 30-day average low flows are depicted in Figure 2e, being consistent with the small resiliency values, implying also, larger recovery times for the less stringent design policies. The 1- or the 3-day average low flows, on the other hand, demonstrated the smallest recovery time, quicker time to recover, being consistent with large resiliency value. The best response time is shown by the more stringent design flow(20- or 50-yr), as is confirmed by the satisfactory reliability (Figure 2d). The 7-day average low flow, as expected, demonstrated a recovery response, showing some stability with minor increases in recovery time for less stringent design flows, contrary to the 15- and 30-day average low flows. Although the magnitude of flows for the design flow policy nQ(2-yr), are large in comparison to the other policies, the only value that may be considered, due to a small recovery time, would be the 1-day average low flow; however, it should be noted, that this design policy defines a risk of 50% failure in any given year which would be unacceptable in most water quality management. Further, the design policy nQ(10-yr), although the recovery times are small for 1- or 3-day average low flow, the recovery time increases significantly for larger n-day average low flows. For the design policy nQ(20- or 50-yr) the recovery responses, however, are smaller and more manageable. Therefore, with an increase in n-day averages the small response time depicted indicates that these latter design policies would be the most suitable control options. The vulnerability (Figure 2f), adds a measure relative to the n-day averages indicating significant consequences for the 15- and 30-day averages and least significant for the 1-, 3- or 7-day averages.

The performance evaluation is characteristic to individual stream, each behaving differently. Typical performance evaluation criteria for the monitored streams in the Nottawasaga River basin appeared in Figure 3. The streams with high flow potentials such as Pine River gauge(ED103) and Boyne River gauge(ED102) demonstrated satisfactory performances of reliability and resiliency in terms of appropriate recovery times after a failure at design policy nQ(T > 10-yr) and n < 7-day average low flows, respectively; showing also, low flow value adjustments by the vulnerability implying minor significance as a consequence of failure. On the other hand, at the Mad River gauge(ED005), and Beeton Creek gauge(ED100), in spite of satisfactory reliability, they showed poor performances in terms of large recovery response times and relatively large vulnerabilities for n-day average low flows at stringent design flow policies; implying significant consequences of failure. It is observed that with a design policy 7Q(10-yr) only the Willow Creek gauges(ED009 and ED010) would provide a satisfactory performance, viewed by an

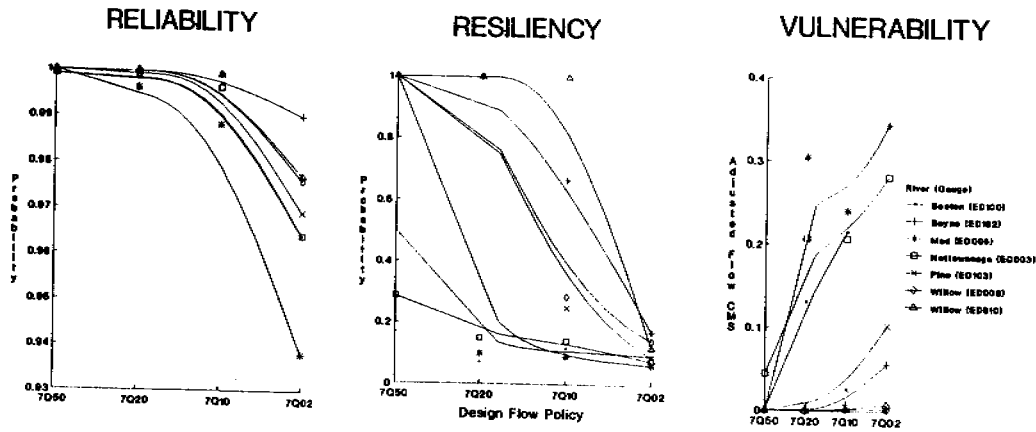


Fig. 3 Performance Evaluation for Streams in the Nottawasaga River Basin, at Design Low Flow Policy 7Q(T)

immediate recovery response time following a failure; in comparison, the design policy 7Q(20-yr) showed satisfactory performances at all streams except Nottawasaga River gauge(ED003), Mad River gauge(ED005) and Beeton Creek gauge(ED100). It is concluded that for such cases wasteload allocations to receiving streams should be managed carefully if the management plans required that streamflow yields serve beneficial water uses including pollution control in the basin.

The design flow ratios for all of the gauged sites, except Beeton Creek gauge(ED100), ranges from 1 to 2; therefore, this should be acknowledged for the control of pollutants with low acute to chronic toxicity ratio. Typical examples of acute to chronic toxicity ratios and appropriate ratios for design flows(with the use of 1-day low flow 1Q(T), as the assigned acute design flow) appeared in Table 1. The stringent chronic design flow nQ(50-yr), as is expected, is the most suitable, particularly, for the low toxicity ratios. At higher toxicity ratios chronic design flow nQ(20-yr), may be considered. If this is examined in conjunction with stream performances leads to adequate design flow policy of nQ($T \geq 20$ -yr), $n \leq 7$ -day average. This is consistent with Ontario design flow guidelines of 7Q(20-yr) for nutrient pollutants; however, for toxicants more stringent design flow, for example, nQ(50-yr) is recommended.

Table 1. Recommended Stringent Design Flow for Toxic Wastes(Nottawasaga River Gauge ED003).

	NH3	Zinc	Cr	D-CB	2-CP	2,4-D	Lindane	Styrene
T-Ratio	15	3.3	107	1.5	3	1.4	400	5000
D-Flow	7Q20	7Q20	7Q50	7Q50	7Q50	7Q50	7Q50	7Q50

NH3: Ammonia, Cr: Chromium, D-CB: Dichlorobenzene, 2-CP:2-chlorophenol, 2,4-D: 2,4-Dinitrotoluene

CONCLUSION

A method to evaluate the performance of extreme low flows using probability criteria: reliability, resiliency and vulnerability was applied in the Nottawasaga River basin. The purpose was to assess the potential of streams to perform satisfactorily under varying pollution control policies for water quality protection. Existing performances for typical quality constituents such as, copper and iron strengthened the concerns on possible water quality degradations due to drainage basin developments.

The reliability at each design flow policy was satisfactory for most stream, except for policy nQ(2-yr). Many of the

streams did demonstrate poor performance in terms of recovery response time, particularly, for the less stringent design flows $nQ(2\text{- or }10\text{-yr})$, at $n \geq 15$ -day average flows. The streams with high flow potential such as Pine and Boyne Rivers demonstrated satisfactory recovery response times and insignificant vulnerability at design flow $nQ(20\text{-yr})$, $n \leq 7$ -day, and showed greater capabilities with more stringent designs.

The predominant low values of design flow ratios for extreme low flows in the Nottawasaga River basin drew attention to concerns in controlling toxicants with low toxicity ratio. In these cases attention should be directed to the selection of the more stringent design flows. The comparisons of design flow and toxicity ratios, when done in conjunction with stream performance evaluations, suggested that the choice of stringent design flow be governed by $nQ(20\text{-yr})$, at $n \leq 7$ -day for nutrients; and the more stringent design flow $nQ(50\text{-yr})$, for the toxicants.

REFERENCE

- Biswas, H. and Bell, B. A. (1984), A Method for Establishing Site-Specific Design Flows for Wasteload Allocations, Jour. WPCF, Vol. 56(10), pp. 1123 - 1130.
- Burnett, V. and Lewis, T. (1980), Outliers in Statistical Data, John Wiley & Sons, New York, pp 365.
- Chapman, B. M. (1979), Dispersion of Soluble Pollutants in Non-Uniform Rivers, Jour. Hydrology, 40, pp 139 -152.
- EPA (1985), Technical Support Document for Water Quality-Based Toxics Control, Office of Water Enforcement and Permits, U.S. EPA, Washington.
- Hashimoto, T., Stedinger, J. and Loucks, P. (1982), Reliability, Resiliency, Vulnerability for Water Resources System Performance, Water Resources Research Vol. 18(1), pp 14 - 20.
- Logan, L. (1984), A Risk for Design Flow in Water Quality Assimilation, Proc. Canadian Hydrol. Symp., pp 1001-1021.
- Logan, L. (1986), Drought Flows and Receiving Water Assessment in Ontario, Ministry of the Environment Publication, pp 21.
- Logan, L. (1990), Performance Evaluation Estimators For Water Quality Monitored Streams, Proc. Water Resources Systems Application, Manitoba, pp 133 - 144.
- Matalas, N. (1963), Probability Distribution of Low Flows.

Statistical Studies in Hydrology, G.S.P.A, Paper 434 - A, Washington, pp 27.

Ministry of the Environment (1984), Water Management: Goals, Policies, Objectives and Implementation Procedures, MOE, pp 70.

Ministry of the Environment (1990), Assessment of Biologically Based Low Flow Analysis Technique, R.A.C. Report 408C, prepared by Cumming Cockburn Limited, pp 30.

Ministry of the Environment (1990), Low Flow Characteristics in Ontario, MOE Publication, PIBS 971E01.

Orlob, G.T. (1970), Mathematical Modelling of Estuarial Ecosystems, Proc. Int'l. Conf. on Transport of Persistent Chemicals in Aquatic Systems, Ottawa.

Pilon, P. and Jackson, R. (1988), Low Flow Frequency Analysis Packages LFA, Water Resources Branch, Env. Canada, Ottawa.

Svanidze, G. (1980), Mathematical Modelling of Hydrologic Series for Hydroelectric and Water Resources Computations, Water Resources publication, pp 314.

Weeraratne, J., Logan, L. and Unny, T. (1986), Performance Evaluation of Alternate Policies on Reservoir Operation, Canadian Jour. of Civil Eng., 13, pp 203-212.

LA COBERTURA DEL SUELO Y LA PRODUCCION DE AGUA

Arturo Curiel Ballesteros, Laboratorio Bosque La Primavera, Universidad de Guadalajara, Emerson 73, Apartado Postal 52-29, Guadalajara Jalisco, México.

RESUMEN

Las cuencas hidrográficas han sido consideradas como la unidad de manejo integral de recursos y ecosistemas, por ser un límite natural donde se integran las relaciones de organismos, flujos de energía y ciclos de elementos.

El balance hídrico es un indicativo del estado de equilibrio de un ecosistema, permitiendo además, identificar los factores modificables y no modificables que intervienen en él, y las probabilidades de manejo de la cuenca con diversos fines, entre ellos: la producción de agua.

El contacto de la lluvia con el suelo, es el momento más decisivo para la cosecha de agua, ya que se puede perder el recurso a través del escurrimiento llegando eventualmente al mar en forma de avenidas, o absorberse para alimentar los mantos freáticos y originar los yacimientos perenes tan necesarios para el mantenimiento de ecosistemas.

En éste trabajo, se presentan los resultados de seis años de monitoreo continuo, estudiando el efecto de la cobertura natural de un bosque de pino-encino en la cosecha de agua, utilizando lotes de escurrimiento establecido en un bosque de la parte central del estado de Jalisco, denominado Bosque La Primavera.

INTRODUCCION

México es un país de contrastes, por sus características de transición biológica, y su alta diversidad de paisajes, posee una amplia riqueza de recursos naturales; pero la mayoría de ellos, en cantidades limitadas, y con riesgos a la degradación. En el caso del agua, México ocupa el penúltimo lugar en cuanto a cantidad de agua disponible por unidad de habitante dentro de todo el continente americano, considerando a partir de ésta realidad, una prioridad el manejo de cuencas para la producción de agua, con la finalidad de conservar cuantitativa y cualitativamente los recursos hídricos necesarios para satisfacer las necesidades del país.

La producción hídrica de las cuencas, dependerá del manejo que hagamos de las cubiertas vegetales; ya que son éstas las que pueden darnos una conservación suelo-planta-agua, o una degradación de las mismas.

Con el objeto de cuantificar la influencia de las cubiertas vegetales, en relación a la producción de agua, se procedió a establecer una estación experimental, basada en lotes de escurrimiento y analizar el proceso hidrológico de una cuenca del centro de Jalisco durante el periodo 1985-1990.

RELACION PRODUCCION DE AGUA/EROSION.

La captación y producción de agua dentro de las cuencas, tiene una relación inversa con el proceso de la erosión. El tener una máxima producción hídrica, requiere mantener el suelo con una tasa permisible de erosión, evitando su degradación.

En el momento de producirse la erosión, el agua escurre arrastrando el suelo, ocasionando la pérdida de ambos recursos.

En éste sentido, el escurrimiento significa, la erosión del suelo y la pérdida de agua, como parte del agua disponible para los poblados.

El escurrimiento se inicia cuando existe una mayor intensidad de lluvia en contacto con la superficie del suelo, en relación con la cantidad de agua que el sustrato pueda absorber o infiltrar.

En éste sentido, una mayor producción hídrica de las cuencas, dependerá de la capacidad de modificar los factores que intervienen en el proceso: la intensidad de la lluvia, las características del suelo (en particular las relaciones con la infiltración), el efecto topográfico, y las cubiertas vegetales.

De entre todas las anteriores, las cubiertas vegetales son las que tienen una mayor influencia en el proceso de captación de agua, considerando su manejo como básico para la producción hídrica de las cuencas.

CUBIERTAS VEGETALES Y PRODUCCION HIDRICA.

Con lotes de escurrimiento de 4x10m situados en pendientes del 5% sobre suelos entisoles derivados de rocas ígneas extrusivas ácidas, se han evaluado el comportamiento e impacto de diferentes cubiertas vegetales dentro del estado de Jalisco, durante 6 años se ha monitoreado el impacto de las cubiertas forestales de pino y encino, tanto a nivel de dosel, como de hojarasca; así como la relación de disminución de erosión y escurrimiento con el manejo de plantaciones forestales; de igual forma se ha estudiado las coberturas del pasto *Paspalum spp* y del cultivo de maíz los resultados finales son los siguientes:

En el caso de la erosión, el valor promedio resultante para el cultivo de maíz (var. B-840) fue de 0.58, es decir, que tiene una capacidad promedio para reducir los efectos de la erosividad de la lluvia en un 42%. Estos valores coinciden con los reportados por Kirkby y Morgan (1984) sobre valores generalizados de C para los Estados Unidos, en donde se considera para un cultivo

de maíz con residuos eliminados o quemados, un valor de $C = 0.50$ a 0.59 . En el Cuadro 1 se presentan los valores de C para las diferentes cubiertas vegetales que han sido monitorizadas en lotes de escurrimiento dentro de Jalisco, cabe señalar que según prueba de Sheffe (0.01) solo son estadísticamente diferentes los valores de cubiertas de pino y encino con hojarasca, así como cobertura de pastos con respecto a los demás valores encontrados, no existiendo ninguna diferencia entre un suelo descubierto y uno con cobertura de dosel de pino, encino o maíz.

Cuadro 1. Valores de cubierta vegetal y manejo (C) en Jalisco.

Tipo	Valor de C
Suelo desnudo	0.65
Maíz	0.58
Pino sin hojarasca	0.55
Encino sin hojarasca	0.31
Encino con hojarasca	0.02
Pino con hojarasca	0.01
Pasto	0.01

En la absorción de agua de lluvia, sucede algo semejante, la cobertura vegetal sobre el suelo y no la cobertura aérea de una planta, es la clave para lograr su captación. Analizando el efecto de la cobertura de un bosque de pino y encino a través de la misma metodología de lotes de escurrimiento, se encontró que el efecto de las copas de los árboles, ó cubierta aérea, no tiene una diferencia estadística significativa con un suelo desnudo (testigo); es decir, que por efecto únicamente de la interferencia de las hojas de las plantas a la lluvia, no modifica el coeficiente de escurrimiento, comparado con un suelo sin vegetación. Con coberturas en el suelo por la hojarasca, éste índice se modifica significativamente, absorbiendo más del 95% de la lluvia. Cuadro 2.

Cuadro 2. Valores de coeficientes de escurrimiento, bajo cubiertas de dosel y hojarasca de pino y encino obtenidos de 1985 a 1990.

Tipo	Valor de C.E.
Suelo desnudo	0.39
Dosel de pino	0.22
Dosel de encino	0.18
Hojarasca de pino	0.04
Hojarasca de encino	0.03

En base al Cuadro 2, y considerando las características meteorológicas del sitio, se puede considerar que una hectárea de bosque de pino-encino en el bosque La Primavera, absorbe entre 7 700 a 6 400 metros cúbicos por hectárea por año; siendo ésta diferencia de 1 300 metros cúbicos por hectárea por año, el efecto de la hojarasca sobre el suelo.

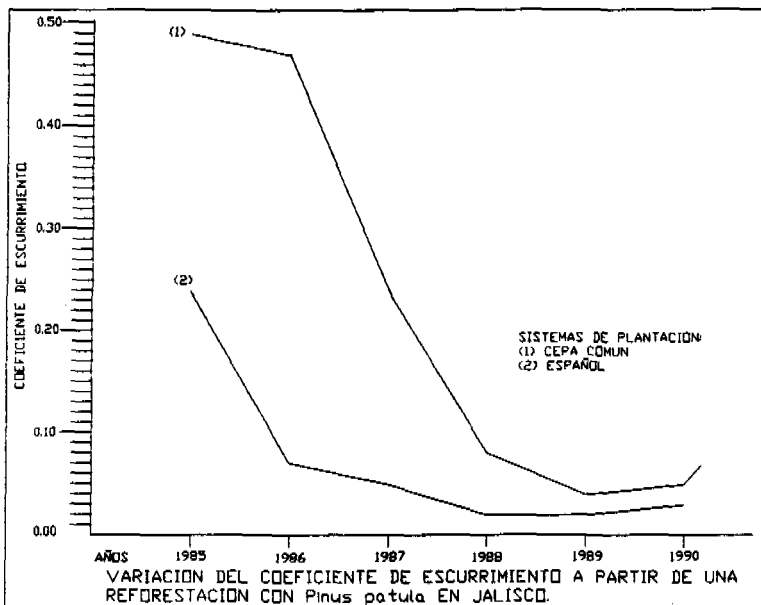
Las reforestaciones en terrenos descubiertos, son una opción de manejo para la captación de agua; sin embargo, el efecto de éstas comienza al cuarto año, cuando comienza el desprendimiento de hojarasca y se inicia la cobertura del suelo. Para mejorar ésta condición, resulta conveniente considerar las diferencias de coeficientes de escurrimiento, con manejo del suelo según sistema de plantación; en la figura 1, se ilustra la diferencia de respuesta entre el sistema de cepa común convencional, y el sistema español.

CONCLUSIONES

Son las cubiertas de hojarasca y no las copas de los árboles, las que guardan una relación estrecha con el escurrimiento.

La reforestación, es una practica que ayuda a la cosecha de agua, a partir del cuarto año; teniéndose una mejor eficiencia cuando se selecciona un sistema de plantación adecuado, como el sistema español.

La diferencia cuantitativa de utilizar o mantener cubiertas sobre el suelo de hojarasca, representa 1,300 metros cúbicos de agua por hectárea al año.



BIBLIOGRAFIA

Curiel, B.A. (1989).

Degradación actual y potencial de los suelos agrícolas de Zapopan, Jal., Tesis de maestría, Universidad de Guadalajara, 95p.

Dissmeyer GE an Foster GR. (1981).

Estimating the Cover-Management Factor (C) in the Universal soil loss equation for forest conditions. Journal of soil and water conservation July-August. pp 235-240.

Pérez Rivas N. (1988).

Lotes de escurrimiento para evaluar erosión y erodabilidad de suelos en Zapopan, Jal. Tesis profesional. Facultad de Agricultura. Universidad de Guadalajara. 37p.

Rios Farías. J. (1988).

Erodabilidad de los suelos del valle de Zapopan, Jal. Tesis profesional. Facultad de Agricultura, Universidad de Guadalajara. 47p.

Wischmeier, W.H. and D.D. Smith. (1978). Predicting rainfall erosion losses. United States Department of Agriculture, Washington. 57p. (Agriculture Handbook 537).

A RUNOFF INFILTRATION MODEL FOR PREDICTING LEACHATE GENERATION IN A LANDFILL

Reza M. Khanbilvardi and Shabbir Ahmed Department of Civil Engineering, The City University of New York New York, N.Y. 10031

ABSTRACT :

Estimates of leachate flows in a landfill have been made using a two-dimensional mathematical model. Leachate flow occurs primarily in the unsaturated zone above the leachate mound. The variation of moisture content in the unsaturated zone inside the landfill produces the leachate accretion. The moisture content in the unsaturated zone is obtained by solving the two-dimensional unsaturated moisture flow equation using finite-difference techniques. The moisture flow in the unsaturated zone helps build up the saturated leachate mound at the bottom of a landfill. The

INTRODUCTION

The problem of estimating the leachate flow in a landfill site is of considerable importance in the design of an appropriate collection system or the treatment alternatives to reduce the offsite migration that pollutes both surface water and groundwater resources. The computation of leachate accretion in the unsaturated zone and the variation of leachate mound head in the saturated zone are relatively complicated due to the nonlinear nature of the governing equations. Some simplified computational schemes were employed by considering water balance upon the landfill surface. In such method the actual process of leachate accretion, retention and accumulation inside the landfill matrix is not considered. The portion of precipitation that remains after surface runoff, change in soil moisture and evapotranspiration is considered to be instantaneously flowing as leachate through the landfill. The Environmental Protection Agency (EPA) model was developed by Fern et. al. (1975) using the water balance method. Later models developed by Perrier and Gibson (1980), and Gee (1981) are also based on the water balance techniques.

The hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) model was developed by Schroeder et. al. (1984) that considers leachate flow through both the unsaturated and saturated zones in a quasi two-dimensional and quasi steady state condition. Application of strictly unsteady, unsaturated flow models in the field of solid waste landfills for leachate flow estimation is still at a very early stage. Employing numerical solution techniques, a time varying, one-dimensional leachate flow model was developed by Korfiatis et. al. (1984) and Demetracopoulos et. al. (1986) that describes the implicit finite-difference scheme for a one-dimensional unsteady state moisture flow equation which is solved to obtain leachate accretion onto the saturated leachate mound. The model does not include the computation for surface runoff and evapotranspiration at the landfill.

UNSATURATED MOISTURE FLOW

The governing equation in the unsaturated zone is obtained by combining Darcy's Law with the hydraulic conductivity as a function of moisture content and equation of continuity in two dimensional unsteady moisture flow equation can be expressed as (Jensen, 1983 and Korfiatis et al, 1984)

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} \quad (1)$$

Where,

e = volumetric moisture content (vol/vol),

$K(\theta)$ = unsaturated hydraulic conductivity (L/T), and

$D(\theta)$ = diffusivity coefficient (L² / T)

The boundary condition at the upper surface of the landfill is defined by the input precipitation less evapotranspiration and runoff. The modified Penman method developed by Ritchie (1972) is used to compute the potential evapotranspiration. The Cinematic wave equation (Bras, 1980) is used, to compute runoff which is described later.

The lower boundary condition is defined as follow

(Korfiatis et al., 1984):

$$z = d, \quad \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

where, d = total depth of landfill (L).

An implicit finite-difference expression of equation (1) for a general internal node (i,j) can be written as :

$$\begin{aligned} \frac{\theta_{i,j}^{k+1} - \theta_{i,j}^k}{\Delta t} &= \frac{1}{(\Delta x)^2} \left[D_{1+\frac{1}{2},j}^{k+1} \left(\theta_{1+1,j}^{k+1} - \theta_{i,j}^{k+1} \right) - D_{1-\frac{1}{2},j}^{k+1} \left(\theta_{i,j}^{k+1} - \theta_{i-1,j}^{k+1} \right) \right] \\ &+ \frac{1}{(\Delta z)^2} \left[D_{i,j+\frac{1}{2}}^{k+1} \left(\theta_{i,j+1}^{k+1} - \theta_{i,j}^{k+1} \right) - D_{i,j-\frac{1}{2}}^{k+1} \left(\theta_{i,j}^{k+1} - \theta_{i,j-1}^{k+1} \right) \right] \\ &- \frac{1}{\Delta z} \left(K_{i,j+\frac{1}{2}}^{k+1} - K_{i,j-\frac{1}{2}}^{k+1} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

This system of algebraic equations is solved by the successive application of the Gauss-Seidel iteration method.

SURFACE RUNOFF

Overland flow of water on an inclined Trough surface is governed by the equation as follows (Brag, 1990):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \alpha \frac{\partial h^m}{\partial s} = \bar{q} \quad (4)$$

where,

- h = depth of runoff (L),
- $\alpha = 1.49 \text{ s}^{1/2} / n$,
- s = slope,
- n = roughness coefficient,
- $\bar{q} = p - f$,
- p = rainfall rate (L/T),
- f = infiltration rate (L/T), and
- $m = 1.67$.

Infiltration is a function of moisture content, hydraulic conductivity, and depth of water at the soil surface. The infiltration equation developed by Philip (1969) takes into consideration the effects of the afore-mentioned parameters and is expressed as follows:

$$f = 0.5 * (2K_s (\theta_s - \theta_i) (h + h_c))^{1/2} / \sqrt{t} \quad (5)$$

where,

- K_s = hydraulic conductivity at saturation (L/T),
- θ_s = moisture content at saturation (vol/vol),
- θ_i = initial moisture content (vol/vol),
- h = depth of water at the soil surface (L),
- h_c = capillary head (L), and
- t = time.

The explicit expression for equation (4) for a general node (i+1) was defined by Bras 1990 with the stability criterion as follows:

$$h_{i+1}^{k+1} = \bar{q}\Delta t + h_{i+1}^k \left[1 - \alpha \frac{\Delta t}{\Delta x} (h_{i+1}^k)^{m-1} \right] + \alpha \frac{\Delta t}{\Delta x} (h_1^k)^m \quad (6)$$

The stability criterion for convergence of this scheme is:

$$\alpha \frac{\Delta t}{\Delta x} m h^{m-1} \leq 1 \quad (7)$$

The solution procedure at each segments consists of solving for the depth of flow (h) at at time t=k and the advancing solution forward to time t=k+1 considering the values of h at the previous time level t as the initial condition.

SATURATED LEACHATE FLOW

The saturated leachate flow submodel describes the unsteady state variation of the leachate mound head due to leachate accretion rate onto the leachate mound and is expressed as (Dematrocopulus, 1988)

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[K_s h \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \tan \gamma \right) \right] + N_1 - K_c \left(\frac{h+d}{d} \right) = n_e \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8)$$

where,

- $N_1 = K(\theta) - D(\theta) \partial \theta / \partial z$
- N_1 = leachate accretion rate onto the leachate mound (L/T),
- $T = K_s h$,
- T = coefficient of transmissivity (L^2/T),
- K_s = saturated hydraulic conductivity of the waste (L/T),
- h = head of leachate mound (L),
- γ = angle of inclination of the bottom clay (degree),
- K_c = saturated hydraulic conductivity of the bottom clay (L/T),
- d = thickness of clay at the bottom of the landfill (L), and
- n_e = effective porosity of the waste in the leachate mound (dimensionless).

The implicit finite-difference expression for equation (8) for a general node (i) can be written as:

$$\frac{1}{(\Delta x)^2} \left[T_{i+\frac{1}{2}}^{k+1} \left(\frac{h_{i+1}^{k+1} - h_i^{k+1}}{\Delta x} \right) - T_{i-\frac{1}{2}}^{k+1} \left(\frac{h_i^{k+1} - h_{i-1}^{k+1}}{\Delta x} \right) \right] - K_{c1} \tan \gamma_i \left(\frac{h_{i+\frac{1}{2}}^{k+1} - h_{i-\frac{1}{2}}^{k+1}}{2\Delta x} \right) + N_{1i} - K_{c1} \left(\frac{h_i^{k+1} + d_i}{d_i} \right) = n_{e1} \left(\frac{h_i^{k+1} - h_i^k}{\Delta t} \right) \quad (9)$$

The values of leachate mound head at all grid points are the only unknowns in equation (9) and are solved simultaneously at each time step by using the Gauss-Seidel iteration method.

FIELD APPLICATION

The present unsaturated-saturated leachate flow model was applied to Section 1/9 of Fresh Kills landfill in order to estimate the leachate flow rates. The Fresh Kills landfill is a 3000-acre facility, owned and operated by the City of New York, has been receiving the household wastes for disposal since 1947. The landfill Section 1/9 is shown in Figure 1.

The model was applied to Section 1/9 for the field conditions in 1989, established from the data collected by The City University of New York and New York City Department of Sanitation. The hydraulic conductivity value for Section 1/9 was estimated using the field data of leachate mound and the flow rates from the leachate collection system along the south east part of the perimeter of Section 1/9. The hydraulic conductivity value of 4.98 ft/day was estimated. The detailed computation of the hydraulic conductivity is given by Khanbilvardi et. al. (1990). The other characteristics of the landfill matrix such as porosity, field capacity, and wilting point were obtained from the default values of the Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) model (Schroeder et. al., 1984). The local rainfall data were collected from New York City Department of Environmental Protection.

The monthly variation of precipitation, runoff, evapotranspiration and net infiltration computed by the model is shown in Figure 2. It is observed that the surface runoff is very high which occurs due to the fact that the side slope allows more water to flow on the landfill surface as surface runoff. The maximum runoff value of 5.22 inches occur during September due to the rainfall

of 6.78 inches. The minimum runoff value of 0.18 inches occur due to 1.75 inches of rainfall in January. The total annual runoff of 23.56 inches occur which is 54% of the total annual rainfall. The evapotranspiration is also an important parameter that contributes to the total losses from precipitation and from soil moisture in the landfill. The evapotranspiration is mainly dependent on the temperature of the model area. The higher temperature values cause the maximum monthly evapotranspiration of 3.06 inches during July as shown in Figure 2. The net infiltration is defined as the precipitation less runoff and evapotranspiration. The net infiltration is found to be 22.3% of the total precipitation in the model area.

The variation of daily values of lateral flow (in million gallons) is shown in Figure 3. It is observed that the lateral flow rate varies between 0.4429 mgd and 0.3943 mgd. An average lateral flow of 0.4207 mgd was obtained and was found to be close to the value of 0.439 mgd, obtained by drawing contours from the field data (Khanbilvardi et. al., 1990). The variation of daily vertical flow (in million gallons) is shown in Figure 4. The vertical flow is seen to be varying between 0.1027 mgd and 0.1059 mgd with an average value of 0.105 mgd. The average total leachate flow of 0.5257 mgd is estimated by the model run that is comparable with the value of 0.529 mgd, obtained from the field data analysis from the piezometer and monitoring wells (Khanbilvardi et. al., 1990).

CONCLUSION

The paper describes the unsaturated-saturated leachate flow process to develop a mathematical model that helps to estimate the amount of leachate flowing from a sanitary landfill site. The modeling to represent the leachate flow field was done by examining various factors such as runoff, evapotranspiration, and infiltration affecting the amount of leachate flow. The model presented in this paper can be used to successfully represent the saturated leachate mound level fluctuation due to time varying leachate accretion from the unsaturated zone of a landfill. The analysis was performed by applying the model to a landfill site in order to compute the volumes of leachate flowing laterally toward the perimeter and leaking vertically through the bottom clay.

REFERENCES

- Buckingham, E., 1907. "Studies of the Movement of Soil Moisture". U. S. Department Agr. Bur. Soils Bull., No. 38.
- Campbell, G. S., 1974. "A Simple Method For Determining Unsaturated Conductivity From Moisture Retention Data". Soil Science. Vol. 117, No. 6. pp 311- 314.
- Demetropoulos, Alexander C., 1988. "Overview of Landfill Bottom Liner Hydraulics". Water Resources Bulletin. American Water Resources Association. Vol. 24, No. 1. pp 49-56.
- Demetropoulos, Alexander C., George P. Korfiatis, Efst. L. Bourodimos, and Edward G. Nawy, 1986. "Unsaturated Flow Through Solid Waste Landfills : Model and Sensitivity Analysis". Water Resources Bulletin. American Water Resources Association. Vol. 22, No. 4. pp 601-609.
- Demetropoulos, Alexander C., George P. Korfiatis, Efstathios L. Bourodimos, and Edward G. Nawy, 1984. "Modeling for Design of Landfill Bottom Liners". Journal of Environmental Engineering. Vol. 110, No. 6. pp 1084- 1098.
- Khanbilvardi, R. M., Fillos J., Ahmed S., 1990. Modelling, Monitoring, and Evaluation of Leachate at the Fresh Kills Landfill. Report submitted to New York Department of sanitation and New York State Energy Research and Development Authority. October. 400 p.
- Korfiatis, George P. and Alexander C. Demetropoulos, 1986. "Flow Characteristics of Landfill Leachate Collection Systems and Liners". Journal of Environmental Engineering. Vol. 112, No. 3. pp 538-550.
- Korfiatis, George P., Alexander C. Demetropoulos, Efstathios L. Bourodimos, and Edward G. Nawy, 1984. "Moisture Transport in a Solid Waste Column". Journal of Environmental Engineering. Vol. 110, No. 4. pp 780-796.
- Schroeder, P. R., A. C. Gibson, and M. D. Smolen, 1984. The Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) Model. Vol. II. U. S. Army Water Ways Experiment Station, Vicksburg, MS. pp 14-20.

ACKNOWLEDGEMENT

This study was funded by the New York City Department of Sanitation and New York State Energy Research and Development Authority in cooperation with the Research Foundation of the City University of New York under grant no. 557485. ** No page found **

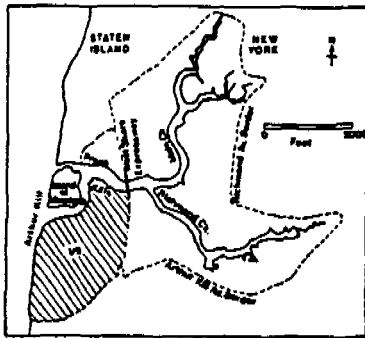


Fig. 1. Fresh Kills landfill Section 1/9.

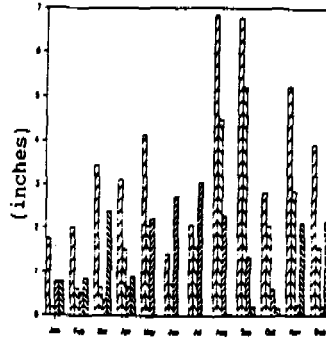


Fig. 2. Variation of precipitation, runoff, evapotranspiration, and net infiltration.

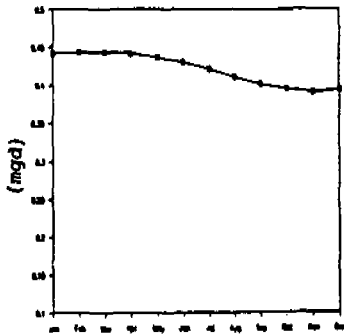


Fig. 3. Variation of lateral flow rates.

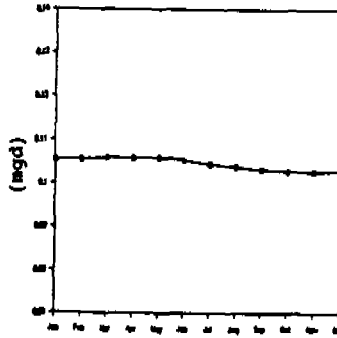


Fig. 4. Variation of vertical flow rates.

CALCULO, CON BASE EN EL CLIMA, DEL VOLUMEN DE AGUA DE LAS CUENCAS HIDROGRAFICAS PARA UN USO EFICIENTE DE LA MISMA.

Laura Elena Maderey R., Instituto de Geografía, Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad Universitaria, México, D. F.

RESUMEN

Como es sabido, la precipitación es el elemento climático y fase del ciclo hidrológico mediante el cual, directa o indirectamente, se abastecen de agua las cuencas hidrográficas.

Conociendo el clima de la cuenca hidrográfica se puede estimar el volumen de agua disponible para su uso eficiente sin causar alteración alguna en el equilibrio hidrológico y por lo tanto ecológico de la misma.

En este trabajo se emplea el sistema de clasificación climática de Köppen para valorar la cantidad de agua que es factible utilizar eficientemente en las cuencas húmedas, ejemplificando con algunas cuencas importantes de México. En este método de valoración se considera que el agua superficial y subterránea que genera la cuenca proviene directamente de la precipitación que ocurre en la misma, sin tomar en cuenta que puede suceder que parte del agua infiltrada alimente a otra cuenca o bien que parte del escurrimiento provenga del agua infiltrada en una cuenca diferente, de manera que los resultados se deben de tener como primarios y deberán complementarse con estudios del comportamiento propio de cada cuenca.

INTRODUCCION

El desarrollo económico y la creciente población de nuestro planeta hacen, a medida que pasa el tiempo, que el recurso agua sea un líquido cada vez más preciado. Esta situación obliga a cumplir con investigaciones dirigidas a la evaluación del agua siempre que se necesite efectuar su aprovechamiento, con el propósito de que éste sea racional.

Las cuencas hidrográficas constituyen las unidades fisicogeográficas que regulan la distribución del agua en revisten una importancia innegable en las investigaciones mencionadas.

En este estudio se considera al clima como un factor esencial de la cuenca hidrográfica, a partir del cual se puede deducir, de una manera preliminar, el volumen de agua aprovechable en una cuenca, sin afectar irreversiblemente su equilibrio natural.

EL CLIMA Y EL AGUA

Al hablar del clima se sabe si un sitio es húmedo o seco, cálido o frío y como se distribuye esa humedad y ese calor a lo largo del año.

En cualquiera de los métodos o sistemas que se emplean para determinar el clima, intervienen siempre dos de sus elementos básicos: la precipitación y la temperatura.

Con respecto a la influencia del clima en el recurso agua, la precipitación constituye la fuente original de entrada de agua a la cuenca hidrográfica, sin embargo no se puede contar con el total del volumen que representa el agua precipitada debido a que la evapotranspiración absorbe una cantidad importante del mismo. Cuando la precipitación excede a la evaporación total, el lugar es húmedo, cuando es inferior, el lugar es seco. De esta relación resultan los índices de aridez, parámetro principal de los sistemas de clasificación climática a partir del cual se caracteriza el grado de humedad del lugar en estudio.

Los datos de la evaporación no siempre se registran, por lo tanto los índices de aridez generalmente son calculados con base en la precipitación y la temperatura.

La estimación del volumen de agua disponible en una cuenca con clima húmedo, para su uso racional y eficiente, se puede lograr partiendo del valor límite del índice de aridez. En este caso se emplea el índice del sistema de clasificación climática de W. Köppen, que es un sistema ampliamente utilizado por su sencillez y se considera el de más fácil aplicación hidroclimática.

CALCULO DEL VOLUMEN DE AGUA APROVECHABLE EN CUENCAS HIDROGRAFICAS DE CLIMA HUMEDO.

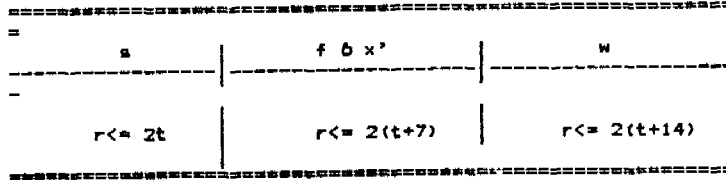
Cuando se habla de volumen de agua aprovechable, se trata de la cantidad de agua disponible para su utilización, sin que resulte afectada la ecología de la cuenca, en especial el ciclo hidrológico en lo que a su balance se refiere.

Esta definición es aplicable para las cuencas de clima húmedo porque en las de clima seco el cálculo del volumen de agua aprovechable no depende de las características externas de la cuenca, como los elementos del clima, sino de características internas como las formaciones geológicas que pueden o no contener y proporcionar agua.

Para el calculo del volumen de agua aprovechable se presupone que la línea divisoria de aguas de la cuenca hidrográfica coincide con la subterránea.

En el sistema de clasificación climática de Köppen el índice de aridez que da el límite entre los climas secos y los húmedos está determinado de acuerdo con el régimen de lluvias, es decir, con la época del año en la que se concentran las lluvias:

LIMITES DE ALTURA DE LA LLUVIA ENTRE LOS CLIMAS HUMEDOS Y LOS SECOS



s, régimen de lluvias de invierno

w, régimen de lluvias de verano

f, lluvias abundantes y uniformes durante todo el año

x', lluvias escasas y uniformes durante todo el año

t, temperatura media anual en °C

r, valor límite en cm

P, precipitación media anual en mm.

Si $P \leq r$, el clima es seco

Si $P > r$, el clima es húmedo

La proposición para obtener el volumen de agua aprovechable de una cuenca hidrográfica es como sigue:

1. El volumen máximo aprovechable, considerando el año hidrológico, es lo que entra por el volumen precipitado menos el volumen evaporado.

Al utilizar el volumen máximo aprovechable no hay posibilidad de que se reponga el agua utilizada ya sea superficial o subterránea.

2. Tomando en cuenta que la cuenca tiene una determinada reserva original que es su capacidad de almacenamiento, ésta puede explotarse pero hasta que cantidad límite de agua se puede extraer sin dar lugar a que la cuenca resulte afectada?

El volumen de la reserva que podrá utilizarse, conservando el equilibrio primario, equivaldrá a la diferencia entre el volumen máximo aprovechable que generaría una precipitación igual al valor límite mas uno para que el lugar de que se trate sea húmedo.

Es conveniente destacar que el volumen así obtenido representa el máximo aprovechable de la reserva total, el cual puede o no coincidir con ella, dependiendo de la capacidad de almacenamiento de la cuenca. Por consiguiente, si se utiliza todo este volumen en un año, para realimentar dicha reserva se tendría que disminuir el volumen explotado el o los años siguientes, dependiendo de la precipitación que ocurra en ellos.

La ejemplificación de esta propuesta se hace con la cuenca alta del sistema fluvial Lerma-Santiago en la cual, como es sabido, el recurso agua se encuentra sobreexplotado.

La subcuenca considerada abarca hasta inmediatamente antes de la presa José Antonio Alzate, comprende el valle de Toluca, Estado de México en un extensión de 1,582 Km². Tiene una temperatura media anual de 12.8°C y una precipitación media anual de 857.2mm, concentrándose el 60% de ésta en los meses de la estación de verano.

El cálculo del volumen de agua aprovechable se describe a continuación:

1. Adoptando el criterio de que en la República Mexicana, las dos terceras partes de lo que llueve regresa a la atmósfera por evaporación (Del Río 1962 y Maderrey 1967), restan 285.7 mm de los cuales resulta un volumen aprovechable máximo de 451 977 400 m³ anuales, es decir, 14 332.1 l/s al año.

2. La reserva de la cuenca con posibilidades de aprovechamiento sin modificar el medio por escasez de agua es de 106.7 mm, esta cantidad de un volumen total de 168 799,400 m³, equivalente a 5,352.6 l/s durante un año.

El agua de la cuenca alta del río Lerma se destinaba principalmente para uso agrícola. Al principiar la década de los cincuentas se empezó a abastecer con ella a la Ciudad de México a través de grandiosas obras que la transportan de una cuenca a otra. Aparentemente había líquido suficiente para satisfacer ambas acuecnas, sin embargo el volumen que se empezó a transferir ha sido necesario reducirlo hasta en un 70% aproximadamente en la época de estiaje. Se llegaron a extraer 14,000 l/s con objeto de satisfacer las necesidades de la Ciudad de México (Guerrero, Moreno y Garduño, 1982), cifra que ha ido decreciendo, de manera que, de 5,804 l/s en 1986, el caudal importado descendió a 4,076 l/s en 1990 según información de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal.

Este es un claro ejemplo del aprovechamiento hidrológico de una cuenca excediendo no solo lo que puede proporcionar el balance hidrológico, sino la reserva que constituye su capacidad de almacenamiento, situación que ha causado graves consecuencias de una cuenca, pues además de la falta de agua en la cuenca donadora, el paisaje se ha transformado notablemente.

CONCLUSIONES

Como antes se mencionó, para el cálculo del volumen de agua aprovechable a partir del clima, se supone que las divisorias de aguas superficial y subterránea coinciden; en caso de no ser así, la reserva de la cuenca se puede ver aumentada o disminuida según reciba agua de alguna o algunas cuencas vecinas o la pérdida por infiltración hacia otras cuencas debido a la disposición de las formaciones geológicas en el subsuelo.

El método desarrollado puede ser tan eficaz como otros métodos, lo verdaderamente importante es la aplicación de éstos como medida de prevención y conservación de los recursos hidrológicos. Es necesario crear conciencia de lo que significa una cuenca hidrográfica, pues así como se está consciente de que se habita en un territorio perteneciente a un país, así se debería estarlo de que este territorio está dividido en cuencas y se habita en una de ellas, de manera que la cantidad de agua utilizable tiene un valor y un límite que depende de las características de dicha cuenca.

RECONOCIMIENTOS

Se agradece la colaboración del M. en Geografía Cuauhtémoc Torres R. y de las Lic. en Geografía Lourdes Godínez C. y María Elena Cea H. por la obtención y elaboración de la información.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Del Río, F. (1962). "Panorama Hidrológico de la República Mexicana en general y del Valle de México en particular, Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. I&, Num. 1, pp. 41 - 60, México.

Guerrero V. G., Moreno F. A. y Garduño V. H. (1982), EL Sistema Hidráulico del D. F. Un Servicio Público en Transición, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Secretaría de Obras y Servicios, Departamento del Distrito Federal, México.

Maderrey R. L. E. (1967). Estudio Preliminar sobre las Aguas Subterráneas en México, Instituto de Geografía, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

EL USO DE SISTEMAS DE INFORMACION GEOGRAFICA Y PERCEPCION REMOTA EN LA CONSERVACION DE AGUA Y SUELO.

José L. Palacio-Prieto, Instituto de Geografía, UNAM, Circuito Exterior, Ciudad Universitaria, Apartado postal 20-850, México, D.F., C.P. 01000. Jorge López-Blanco, Facultad de Ingeniería, Universidad de Colima; Instituto de Geografía, UNAM; Circuito, Exterior, Ciudad Universitaria, Apartado postal 20-850, México, D.F., C. P. 01000 .

RESUMEN

Se describe una metodología simple para realizar el inventario de erosión en cárcavas y badlands usando Sistemas de Información Geográfica. Los datos básicos de entrada son: productos de percepción remota (imágenes de satélite y/o fotografías aéreas), información topográfica y características de cuerpos de agua. A través de las posibilidades de manejo de información, dadas por un Sistema de Información Geográfica (digitización, rasterización y sobreposición de mapas) se obtuvieron los resultados finales, los cuales muestran, mediante mapas y tablas, la distribución de las áreas afectadas por erosión edáfica acelerada. Los cuerpos de agua y las subcuencas fueron clasificadas al considerar la capacidad de almacenamiento de agua, finalmente se señalan las áreas prioritarias para el control de la erosión edáfica acelerada y su importancia relativa.

INTRODUCCION

Las cárcavas y badlands han sido consideradas como un resultado típico de los procesos de erosión edáfica acelerada, desencadenados comúnmente por las actividades antrópicas. Las perturbaciones provocadas por ese tipo de erosión pueden ser vistas en el sitio mismo (por ejemplo en la reducción de las áreas cultivadas) y en áreas relativamente alejadas de los sitios afectados (por ejemplo en el azolvamiento de los cuerpos de agua y en el deterioro de la calidad de agua). La magnitud de la producción de sedimentos en las reas afectadas es alta y representa un serio obstáculo para la vida operativa de las obras hidráulicas. En este contexto deben estar insertadas las propuestas de las prácticas de conservación que deban ser implementadas para reducir el movimiento de las partículas de suelo, para así asegurar la vida útil de las presas y bordos.

Cuando las prácticas de conservación son planeadas, existen dos aspectos principales del problema que deben ser tomados en cuenta: la intensidad de la erosión edáfica acelerada y su distribución. La aseveración previa significa que es necesario hacer un inventario de áreas afectadas para saber donde y cuanta erosión está teniendo lugar.

El objetivo general de este trabajo es presentar una forma simple de evaluar y cuantificar la erosión en cárcavas y badlands usando un Sistema de Información Geográfica (SIG), considerando como prioridad principal la conservación del agua en las presas. El ejemplo que se presenta en este documento fue obtenido con el uso del Integrated Land and Watershed Management Information System (ILWIS-ITC, Holanda). Este Sistema de Información Geográfica incluye un módulo de procesamiento de imágenes y un conjunto de programas para la manipulación de mapas y tablas (Valenzuela, 1988).

ADQUISICION DE LA INFORMACION BASICA.

Para la aplicación de la metodología propuesta es necesario tener tres tipos de información: 1) Productos generados por percepción remota (imágenes de satélite y/o fotografías aéreas), 2) Distribución de los cuerpos de agua y sus subcuencas de captación (basada en los mapas topográficos) y 3) Características de los cuerpos de agua (capacidad de almacenamiento y propósito de uso).

Las ventajas y desventajas del uso de imágenes de satélite y fotografías aéreas para los inventarios de erosión de suelos no serán discutidas en este trabajo.

Imágenes de satélite.

Las imágenes de satélite han sido usadas para inventariar la erosión edáfica acelerada, de estos usos se ha reportado que existe una fuerte relación entre las características de reflectancia espectral con respecto a muchas de las propiedades físico-químicas de los suelos (Weismiller et al, 1977). Resultados generales y particulares han sido de la utilidad de las imágenes Landsat MSS, Landsat TM y SPOT en el asunto de la evaluación de la erosión de suelos (ver por ejemplo, Kaminsky et al, 1979; Gesch et al, 1984; Bocco y Valenzuela, 1988).

En los reportes de inventarios de erosión de suelos se ha aceptado que las imágenes Landsat TM y SPOT, tienen diversas ventajas sobre otros productos, esto se basa principalmente en sus resoluciones espaciales y en la posibilidad de la estereo visión para el caso de SPOT (Bocco et al, 1989).

En el procesamiento de imágenes de satélite, una clasificación multispectral supervisada se realiza con el fin de diferenciar todas aquellas áreas en las cuales se presentan formas típicas de erosión edáfica acelerada (cárcavas y badlands). Uno de

los problemas que comúnmente se presenta durante la clasificación multispectral, en donde se usan técnicas estadísticas de comparación, está en la presencia de similitudes en las respuestas espectrales. Es decir, que clases de información diferentes tienen la misma (o muy similar) respuesta espectral en todas las bandas del espectro (Bocco y Valenzuela, 1988), lo que conduce a una clasificación errónea de píxeles. En este caso la información erróneamente clasificada puede ser corregida, al reclasificarla, usando las posibilidades otorgadas por un SIG, mediante el módulo de cálculo de mapas (map calculation).

Dado que únicamente los rasgos relacionados con la erosión de suelos son los que interesan para los fines explicados, el resultado final no necesita tener incluida información relacionada con otros parámetros (vegetación, poblados, carreteras, etc.). Como resultado final del procesamiento mencionado se obtienen una o más clases de erosión de suelos.

Fotografías aéreas.

Las fotografías aéreas representan otra posibilidad para la detección de erosión en cárcavas. Las escalas de fotografías usadas para este propósito han llegado a ser hasta de 1:50,000, aunque las escalas más recomendables para ello pueden estar entre 1:10,000 hasta 1:25,000.

La información interpretada estereoscópicamente tiene que ser transferida a los mapas mediante el uso de un pantógrafo óptico o algún otro medio mecánico. El mapa resultante, el cual puede contener una o más clases de erosión de suelos, debe ser digitizado y rasterizado para ser incorporado a la base de datos del SIG.

Distribución de los cuerpos de agua.

El azolvamiento que se presenta en los lagos, presas y bordos, produce una retracción, tanto de la capacidad de almacenamiento de agua, como de su calidad. Esto conduce a los aspectos involucrados con los problemas económicos (reducción de las áreas agrícolas irrigadas, reducción de la cantidad de agua disponible para el uso doméstico e industrial, incremento en los costos de mantenimiento, etc.). Las características de los cuerpos de agua pueden ser definidas en los mapas topográficos, las cuales deberán ser digitizadas y rasterizadas para incluirlas en el análisis general con el SIG.

Subcuencas

Las áreas de captación de los cuerpos de agua (cuencas y subcuencas) deberán ser definidas sobre los mapas topográficos, con el fin de localizar apropiadamente los rasgos de erosión acelerada, delimitados a partir del procesamiento de las imágenes y de la fotointerpretación. Lo mismo que en los casos anteriores, esta información deberá ser digitizada y rasterizada para incluirla en el análisis final.

3. Características de los cuerpos de agua.

La información básica acerca de los cuerpos de agua deberá ser incluida en la base de datos. Los datos comúnmente disponibles son: la capacidad de almacenamiento y el propósito o propósitos de uso del cuerpo de agua (disposición para uso doméstico o industrial, abrevadero de ganado, irrigación, generación de electricidad, etc.). Esta información permite la jerarquización de los cuerpos de agua de acuerdo a su importancia económica.

Manipulaciones con el SIG.

Como se explicó, en la fase de adquisición de datos se obtienen diversas "capas" de información, las cuales mediante diversas manipulaciones a través del SIG pueden ser interrelacionadas para obtener un producto final.

Como aplicación de la metodología propuesta se presentan los resultados obtenidos para un ejemplo en el municipio de Huasca, estado de Hidalgo.

Como se dijo, los cuerpos de agua deben ser clasificados de acuerdo a su importancia relativa. En la Tabla 1 y Figura 1 se muestra la jerarquización de las presas de acuerdo a su capacidad de almacenamiento y disponibilidad de agua para irrigación.

El siguiente paso es sobreponer el mapa de erosión en cárcavas y badlands con el de cuencas y subcuencas. Con cálculos simples se obtienen las superficies erosionadas por subcuenca, basado esto en la combinación de píxeles de los dos mapas (cantidad de píxeles de erosión en cada clase pixel por-subcuenca).

Dado que el interés central del estudio es obtener el valor absoluto de las áreas erosionadas, la normalización de los datos no es necesaria. Los datos pueden ser ordenados de tal manera que definan las subcuencas más importantes desde el punto de vista de la contribución de partículas de suelos erosionados.

En la Tabla 2 y Figura 2 se muestran los valores totales de áreas afectadas por erosión edáfica acelerada (en hectáreas) para cada una de las subcuencas del ejemplo considerado. Los datos de erosión potencial se calcularon en base a la

combinación de las variables más importantes que influyen en el proceso de erosión edáfica acelerada (ver Palacio-Prieto, 1990).

PRODUCTOS RESULTANTES

Combinando los resultados obtenidos mediante las manipulaciones en un SIG, se preparó un mapa final que muestra los cuerpos de agua, sus subcuencas y las áreas de erosión en cárcavas (ver Figura 3). Dado que la importancia de las áreas erosionadas dentro de las cuencas y subcuencas depende de su cuerpo de agua respectivo, la subcuenca más importante será aquella que tenga el cuerpo de agua más importante, y que además tenga la mayor superficie de áreas erosionadas registradas.

Bajo este criterio se clasificaron las áreas de captación en el mapa de inventario de erosión (Fig.3). Dicho mapa muestra las áreas prioritarias para el control de la erosión, de tal manera que entre más importante sea el cuerpo de agua, mayor atención debe ser dada para el control del movimiento de partículas de suelo en esa área. En este contexto, el mapa muestra donde tiene lugar la erosión y cuan importante es, en relación a otras áreas afectadas, lo cual ayuda al especialista a establecer las áreas prioritarias para el control del fenómeno.

CONSIDERACIONES FINALES

Un sistema de información Geográfica es un conjunto de herramientas útiles para el inventario de la erosión de suelos, y permite la clasificación de cuerpos de agua y áreas afectadas por erosión de acuerdo a su importancia. Por lo tanto, los planes de conservación de suelo y agua deben ser selectivamente llevados a cabo, con altas probabilidades de éxito y ahorros económicos.

El criterio principal usado en esta metodología es el de la capacidad de almacenamiento del cuerpo de agua combinada con el destino de uso que se le da. De la misma manera, como se mostró en la metodología propuesta, otros criterios pueden ser considerados en el establecimiento de la importancia de las áreas erosionadas, entre ellos pueden ser mencionados: el uso y costo del suelo, los factores ecológicos, parámetros físicos tales como geología, vegetación, clima, etc.

REFERENCIAS

- Bocco, G.H.R. y Valenzuela, C.R. (1988), Integration of GIS and image processing in soil erosion studies using ILWIS, ITC Journal, 1988-4. ITC-Enschede, The Netherlands, pp. 309-319 .
- Bocco, G.H.R., Palacio-Prieto, J.L. y Valenzuela, C.R. (1989), Geomorphological Mapping using SPOT Imagery for Gully Erosion Assessments, a Study Case in Central México, II International Conference on Geomorphology, Abstracts, Frankfurt.
- Gesch, D. B. y Naugle, B. I. (1984), An analysis of the utility of Landsat TM and DEM data for predicting soil erosion, Proc. Symp. Machine Processing of Remotely Sensed Data pp. 260-265 .
- Kaminsky, S.A., Weismiller, R.A. y Blair, B.O. (1979), An investigation of analysis techniques of Landsat MSS data designed to aid soil survey. LARS Tech.Rep # 080879, Purdue University, West Lafayette. 68 pp. (tomado de Bocco, G.H.R. y Valenzuela, C.R. (1988), Integration of GIS and image processing in soil erosion studies using ILWIS, ITC Journal, 1988-4. ITC-Enschede, The Netherlands, pp.309-319.
- Palacio-Prieto, J.L. (1990) Determinación de áreas de erosión potencial en cárcavas: un ejemplo en el centro de México, Investigaciones Geográficas, Boletín del Instituto de Geografía de la UNAM, No.21, México, pp.45-55.
- Valenzuela, C. R. (1988), ILWIS Overview. ITC Journal 1988-1, ITC-Enschede, The Netherlands, pp.3-14.
- Weismiller, R.A., Persinger, I.D. y Montgomery, O.L. (1977), Soil inventory from digital analysis of satellite scanner and topographic data. Journal of Soil Sci.Soc.Am # 41, pp. 1166-1170.

TELEDETECCION Y SISTEMA DE INFORMACION GEOGRAFICA PARA LA EVALUACION DEL BALANCE HIDRICO DE AREA DE EXPANSION DE LA FRONTERA AGRICOLA EN REGION DE LOS "CERRADOS" (SABANA) BRASIL.

Nabil J. Eid - Depto. Eng. Civil / Universidade de Brasilia Maria L. L. Assad - Depto. Eng. Agronomica / UnB Paulo R. Menezes - Depto. Geologia Geral e Aplicada / UnB Departamento de Engenharia Civil / FT / UnB Caixa Postal 15 - 3041 CEP 70 919 Brasilia DF BRASIL

RESUMEN

Las técnicas adoptadas para el manejo del suelo y del agua en áreas de expansión de la frontera agrícola generalmente resultan en impactos sobre el medio ambiente, afectan los recursos hídricos y edáficos, y contribuyen para un acelerado deterioro del medio natural. La imposición de modificaciones al medio físico puede ser cuantificada a través del ciclo hidrológico y el análisis del balance hídrico constituye una herramienta eficaz para la evaluación de los impactos generados.

Este trabajo objetiva presentar las metodologías de establecimiento del balance hídrico a través de la utilización de la teledetección y de sistema de Información geográfica (SIG). El área de estudio abarca aproximadamente unos 150 000 Km², y se localiza en región de Sabana sometida a un intenso proceso de ocupación agrícola.

Tras caracterizar físicamente el área de estudio, se describe las metodologías utilizadas para se estimar, con base en informaciones hidrológicas y el tratamiento digital de las imágenes de satélite, los componentes del modelo del balance hídrico adoptado. El sistema de informaciones geográficas SGI/INPE es la herramienta utilizada para la integración de los datos de diferentes orígenes, la modelación del balance hídrico y la generación de los productos que resultan del análisis efectuado.

INTRODUCCION

La intervención y ocupación humana en las cuencas hidrográficas resulta en modificaciones del ciclo hidrológico representadas por las alteraciones de la evapotranspiración e Infiltración del agua en el suelo y en consecuencia sobre la distribución de los escurrimientos.

Se hace necesario efectuar revisiones periódicas del balance hídrico de una región que se caracteriza como frontera de expansión de la agricultura, debido a las modificaciones que la ocupación impone al medio. Además, el impacto ambiental que resulta de esta ocupación debe ser evaluado antes que las condiciones originales sean sustancialmente alteradas, para permitir evaluar y definir nuevas orientaciones y estrategias de ocupación del medio.

En la actualidad el mapeo de las alteraciones del uso y ocupación del suelo puede ser efectuado a bajo costo y de modo relativamente rápido utilizándose imágenes de los satélites de monitoreo de los recursos naturales, compatibilizándose los resultados de las interpretaciones de estas imágenes, con la base cartográfica, a través de la utilización de un sistema de información geográfica - SIG.

Los satélites meteorológicos, a su vez, tienen la capacidad de proporcionar informaciones sobre la pluviometría y la evapotranspiración, complementando de esta forma la automatización del balance hídrico. Evidentemente, se hace necesario el conocimiento de la cuenca hidrográfica, así como son necesarios procedimientos de calibración y verificación de los resultados de interpretación de las imágenes de satélite.

El presente trabajo describe la metodología que se utilizará para la elaboración del balance hídrico de una cuenca hidrográfica, del orden de una centena de kilómetros cuadrados, de uno de los afluentes de río principal que drena la región del "Chapadao Central", Este se localiza al margen izquierdo del río Sao Francisco, al oeste del estado de Bahia- Brasil, con coordenadas aproximadas 12° a 15° de latitud sur y 45° a 46° de longitud oeste, lo que corresponde a aproximadamente unos 150000 Km². La escala espacial corresponderá a 1 : 100 000 con paso temporal diario.

DESCRIPCION DEL AREA DEL "CHAPADÃO"

Los mapeos por tema realizados en el área (Brasil 1982), a la escala 1 : 1 000 000, basados en la interpretación de imágenes de radar y complementados por trabajos de gabinete y de campo, permiten la descripción sumaria del área, que se efectúa a continuación.

De modo general el clima se caracteriza por presentar concentración de la lluvia en el verano, normalmente se extendiendo de octubre/noviembre a abril, y un periodo de secano en el invierno, con precipitaciones anuales que superan los 1000 mm. El promedio anual de temperaturas varía entre los 22 y 26° C, con promedio de las máximas en la vecindad a 33° C y de las mínimas a 10° C.

Geológicamente el área se caracteriza por un predominio de arenisca compuesta por partículas delgadas, con niveles de conglomeración, perteneciente a la "Formacao Urucula". Esta grande extensión de arenisca funciona como excelente embalse almacenador de agua (acuifero) y es responsable por la continuidad del flujo de los ríos que drenan el "chapadao".

El área de interés está representada por dos unidades geomorfológicas: el "Chapadao Central", que corresponde a los relieves llanos, más elevados (900-700 m.s.n.m.), y los "Patamares do Chapadao", que representan el escalón de transición a las depresiones donde fluyen los ríos Tocantins y Sao Francisco, y donde predominan relieves kársticos. Con frecuencia son encontradas lagunas en depresiones, sobre el "Chapadao", que corresponden a afloramientos del acuífero.

La red de drenaje principal está formada por los ríos Garinhanha, Formoso y Grande, que presentan conformación general similar, con patrón de drenaje paralelo y orientación regular en la dirección SW-NE, y cuya existencia se relaciona con los afloramientos del acuífero en el contacto de litologías de diferentes porosidades y permeabilidades. El balance hídrico del área deberá incluir en su formulación la existencia de los afloramientos del acuífero, de áreas y volúmenes variables, que se acumulan y se extienden ampliando el ancho de las corrientes superficiales.

Se observa, en la región, un predominio de la vegetación de cerrado "sábana", con más especificidad la subformación conocida por "campo cerrado sem floresta-de-galeria", o sea, herbáceas altas y bajas en campo abierto y árboles dispersos, que se desarrolla sobre los relieves llanos con suelos arenosos de la "Formação Uruçuia". La densidad de especies es variable y, de modo general, esta vegetación está sometida a quemadas periódicas.

Bajo el punto de vista edafológico, el área presenta predominio de las conformaciones "Latossolo Vermelho-Amarelo", "Areia Quartzosa" y suelos "Hidromórficos Gleizados". Dentre estos, el "Latossolo Vermelho-Amarelo" es la clase que predomina, asociado a relieve llano, presentándose generalmente con textura media a arcillosa, profundos y bien drenados. Otra clase importante en el área está representada por las "Areias Quartzosas", de textura arenosa, drenados en exceso y muy profundos. A lo largo de las principales líneas de corriente se presentan los suelos "Hidromórficos Gleizados", arcillosos y de modo general con elevada capacidad de retener humedad. Cuanto al uso actual del suelo, Nascimento & Góis (1990) efectuaron una descripción del proceso de ocupación de parte del área (80000 Km²). Constataron una evolución del área cultivada, de aproximadamente 155000 ha en 1980, para 740000 ha en 1987 y 900000 ha en 1988, lo que pone en evidencia la aceleración de su proceso de ocupación.

OBJETIVOS Y METAS

El objetivo principal del trabajo es caracterizar y cuantificar los diferentes componentes del balance hídrico de una cuenca hidrográfica empleándose metodología que se basa en la codificación geográfica, utilizándose sistemas de informaciones geográficas - SIG

Los objetivos específicos son:

- elaborar mapas por tema en escala 1:100 000 de las siguientes informaciones codificadas geográficamente: geología, geomorfología, suelos, cubierta vegetal, red de drenaje y uso actual del suelo, así como, basados en mapa topográfico, generar modelo digital del terreno y mapa de pendientes;
- caracterizar el patrón espectral, en imágenes de satélites, de los diferentes tipos de ocupación del suelo presentes en el área;
- determinar las capacidades de retención de agua de las diferentes unidades de suelos identificadas;
- generar mapas derivados de la superposición, cruce o ponderación de las diferentes informaciones temáticas, a través de la utilización de SIG.

Las metas a ser alcanzadas son:

- evaluar los impactos causados al área debido a las modificaciones provocadas por su uso agrícola y manejo intensivo, utilizándose como modelo el balance hídrico;
- establecer una metodología de determinación del balance hídrico empleándose las técnicas de teledetección de los recursos naturales y meteorológicos, y de SIG's.

METODOLOGIA

Con base en la interpretación de imágenes de satélite a escala 1 : 500 000 se seleccionará una cuenca hidrográfica insertada en el área del "chapadao". Para esta cuenca se elaborará el balance hídrico y por lo tanto la selección deberá basar en los aspectos relativos a la cubierta vegetal, suelos, geología, topografía, geomorfología y red de drenaje, de modo a que se obtenga la representatividad necesaria para permitir la extrapolación de la metodología para todo el "chapadao". Se subdividirá la cuenca seleccionada en unidades homogéneas de terreno, criterio que se establecerá inicialmente a través de imágenes de satélite LANDSAT y SPOT de acuerdo con la cubierta vegetal y geomorfología. A posteriori, a nivel del terreno se evaluará y mejorará la caracterización de estas unidades, resultando este trabajo en la cartografía morfoedológica del área, en la búsqueda de la agrupación de unidades de terreno que puedan ser consideradas homogéneas bajo los siguientes aspectos principales: relieve, características de retención de humedad de los suelos, y cubierta vegetal de comportamiento evapotranspirativo similar.

En la cuenca seleccionada se instalará los equipos que permitirán cuantificar la precipitación, evapotranspiración (a través del balance del agua en el suelo), el escurrimiento superficial, y los almacenamientos de agua en el suelo (no saturado) y acuífero, este último por medio de la oscilación del nivel freático mensurado en pozos. En las unidades homogéneas de terreno se cuantificará la capacidad de infiltración y de retención de humedad del suelo, así como la evapotranspiración. Para estimar la capacidad de infiltración se empleará simuladores de lluvia

o aspersores de diferentes características. Simultáneo a estas mediciones se cuantificará los escurrimientos superficiales. Se deberá seleccionar las unidades homogéneas de terreno de tal modo que las nuevas culturas introducidas en el área sean consideradas, para permitir antever el efecto sobre el ciclo hidrológico caso se efecte la ocupación del área con estas culturas.

Es así que, con las informaciones básicas disponibles, se buscará adecuar modelo de representación física del balance hídrico, para que se pueda antever este balance delante de posibles configuraciones de ocupación del área. Esta ocupación representará, básicamente, modificaciones en la evapotranspiración y capacidad de infiltración de los suelos, con implicaciones sobre todo el balance hídrico, particularmente sobre los escurrimientos superficiales y subsuperficiales y recarga del acuífero.

Para efectuar la identificación de las unidades homogéneas de terreno, a través de la interpretación de las imágenes digitales de los satélites de recursos naturales, se utilizará de sistema de tratamiento de imágenes digitales desarrollado por el "Instituto Nacional de Pesquisas Espaciales-INPE", empleándose, y sometiendo a verificaciones, algoritmos que proporcionen confiabilidad en la clasificación de las unidades homogéneas de terreno. Esquemas para la realización de estas clasificaciones se puede encontrar en Meijerink (1988), Assunção et al (1989), dentre otros. Para la verificación de la confiabilidad de la interpretación y clasificación de aquellas unidades es necesario realizar campañas radiométricas con el objetivo de evaluar el nivel de certitud del método de clasificación adoptado, y permitir su posterior extrapolación para todo el área.

En lo que se refiere a los satélites meteorológicos, procedimiento similar de calibración de las imágenes digitales de los satélites NOAA y GOES deberá ser efectuado con el objetivo de se correlacionar las interpretaciones efectuadas con los valores de terreno de la precipitación y evapotranspiración. Para tanto serán necesarias imágenes sucesivas, eventualmente a lo largo de un mismo día y seguramente comprendiendo un ciclo anual, periodo mínimo de adquisición de datos tanto del satélite meteorológico cuanto de campo. Modelos de interpretación de imágenes de estos satélites se puede encontrar en Farnsworth, Barret & Dhanju (1984), Moore et al (1983), Ottlé, Vidal-Madjar & Girard (1989), dentre otros.

Los sistemas de informaciones geográficas tienen como objetivo el tratamiento de datos que poseen referencia espacial, en ordenador, y permiten tanto la manipulación de diversificadas fuentes de datos, almacenados de forma tabular o en mapas, imágenes de satélite, catastros, etc., cuanto la combinación de estas informaciones y cruce entre ellas, generando en consecuencia nuevas informaciones, derivadas de los datos de entrada. Los SIG's también permiten que datos coletados directamente sobre el terreno sean introducidos en el banco de datos del sistema, efectuando su asociación con la referencia espacial (mapas). Un problema básico cuando se trabaja con diversificadas fuentes de datos, como mapas temáticos, son las diferentes escalas en que las informaciones se presentan, generando gran dificultad para el cruce de estas informaciones. Con los SIG's se realiza estas operaciones de compatibilización de escalas con facilidad. Más detalles sobre SIG's pueden ser encontrados, en particular, en Burrough (1986).

En Brasil el SIG desarrollado por el INPE se denomina SGI/INPE, actualmente operacional en microcomputadoras (compatible PC), donde el acceso a los programas es efectuado a través de un menú en el cual se destaca las siguientes funciones básicas:

- definición (definición de Proyectos, planes de información y control de parámetros de visualización de datos);
- entrada (definición de la clase de entrada de datos, si mapas poligonales, modelos digitales del terreno, imágenes, textos o símbolos)
- convertibilidad (opciones para convertir formatos, de la representación vectorial a la representación "raster" (o imagen), o raster-vectorial, refino de la trama o grid, y convertibilidad de dimensiones de la trama y de sistema de representación (proyección) cartográfica); - manipulación (funciones de análisis de datos y generación de datos derivados); y
- salida (generación de tablas, mapas temáticos e informes).

La utilización de SIG para el establecimiento del balance hídrico en cuencas hidrográficas es muy reciente. Aparte el trabajo de investigación que actualmente se desarrolla en el Laboratorio de Sensoriamento Remoto (Teledetección) de la Universidad de Brasilia, en cuenca hidrográfica con aproximadamente 120 Km², con escala espacial 1:100 000 y paso de tiempo mensual, se conoce el trabajo que realiza grupo de investigadores del INPE, asociado a otro del "Departamento Nacional de Aguas e Energia Elétrica"- DNAEE, con el objetivo de elaborar el balance hídrico de la cuenca amazónica a escala 1:250 000 y paso de tiempo mensual (Alves et al 1990).

Por lo tanto, el SGI constituirá el elemento de integración de las informaciones generadas en el campo (propiedades físico-hídricas de los suelos de las unidades homogéneas de terreno y niveles pleométricos), imágenes de satélites de recursos naturales (uso del suelo), imágenes de satélites meteorológicos (precipitación y evapotranspiración) y mapas temáticos derivados de informaciones existentes (mapa de pendientes y modelo digital del terreno). Para la modelización del balance hídrico los programas disponibles en el SGI/INPE no son suficientes, porque a pesar de que el mismo tenga el recurso de ponderar la influencia de cada clase contenida en los planes de informaciones (mapas temáticos), recurso que se hace absolutamente necesario para la elaboración del balance hídrico, el escurrimiento superficial generado a cada unidad homogénea de terreno no posee destinación definida, esto es, no escurre ni para otra unidad de terreno, ni se dirige específicamente para la sección de control del escurrimiento superficial que define

la cuenca hidrográfica. De esta forma, es necesario adaptar al SGI un programa que permita definir la dirección del flujo de escurrimiento superficial que llega y sale de cada cuadrícula (pixel) o conjunto de cuadrículas (unidad de terreno). El balance hídrico deberá ser realizado un número de veces igual al mayor número de unidades homogéneas de terreno cruzadas por una gota de agua precipitada sobre la cuenca y que no se infiltra, ya que los escurrimientos superficiales, al salir de una unidad e ingresaren a otra aguas abajo, deberán ser incluidos en un nuevo balance hídrico. Algoritmo que permite la definición de los flujos que entran y salen de cada cuadrícula puede ser encontrado en Jenson & Domingue (1988).

CONCLUSIONES

El producto generado será de gran utilidad en regiones como la que se está estudiando, donde la ocupación del suelo sufre una gran aceleración, porque permite la elaboración de un balance hídrico diario, automatizado, donde la actualización del uso del suelo puede ser efectuada a través de periódicas interpretaciones de las imágenes de los satélites de recursos naturales. Además, con el balance hídrico definido para el área se podrá evaluar las posibles implicaciones ambientales de su ocupación, de acuerdo con hipótesis que se realice para esta ocupación.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al "Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico-CNPq" por el apoyo recibido bajo la forma de becas de investigación.

REFERENCIAS

Alves, D. S. et al (1990), Interaction of GIS and Hydrological Data Bases for Water Balance Evaluation. VI Simposio Brasileiro de Sensoriamento Remoto. Manaus/ Amazonas/Brasil, Junho de 1990, Pp 708-710.

Assunção, G. V. et al (1989), o Sensoriamento Remoto na Agricultura: Conceitos Básicos, Metodologia e Aplicações, INPE, publicação 4806-MD/39. 235 pp.

Brasil Ministério das Minas e Energia (1982), Projeto RADAMBRASIL, Vol. Z9, Folha SD.23-Brasília. Anexo: 5 Mapas na escala 1:1 000 000.

Burrough, P. A. (1986), Principles of Geographical Information Systems for Land Resources Assessment, Glarendon Press. Oxford.

Farnsworth, R. K.; E. G. Barret & M. S. Dhanju (1984), Application of Remote Sensing to Hydrology Including Ground Water. Tech. Doc. Hyd.; Int. Hyd. Prog.; UNESGO.

Jenson, S. K. & J. O. Domingue (1988), Extracting Topographic Structure from digital Elevation Data for Geographic Information System Analysis. Photo. Eng. Remote Sensing, Vol.54, No.11, Nov.1988, PP 1593-1600.

Meijerink, A. M. J. (1988), Data Acquisition and Data Capture Through Terrain Mapping Units, ITG Journal 1988-1, Special ILWIS Issue, Pp 23-34.

Moore, D. G. et al (1983), Infrared Remote Sensing for Monitoring Rainfall. Agric. Water Manage., 7 : 363-378.

Nascimento, D. M. G. & Z. M. G. A. Góis (1990), Texto Explicativo do Mapa de Uso Atual do Cerrado: oeste do Estado da Bahia, Fundação Centro de Projetos e Estudos, Salvador/BA/ Brasil.

Ottlé, C.; D. Vidal-Madjar & G. Girard (1989), Remote Sensing Applications to Hydrological Modeling, J. Hydrol., 10S: 369-384.

ADAPTACIONES AL MODELO DE CRAWFORD DE ESTIMACION DEL VOLUMEN ESCURRIDO MENSUAL (Primera Solución)

Daniel Fco. Campos Aranda, Facultad de Ingeniería de la U. A. S.L.P. Genaro Codina # 240-altos Col. Jardines del Estadio 78280 San Luis Potosí, S.L.P., México

RESUMEN

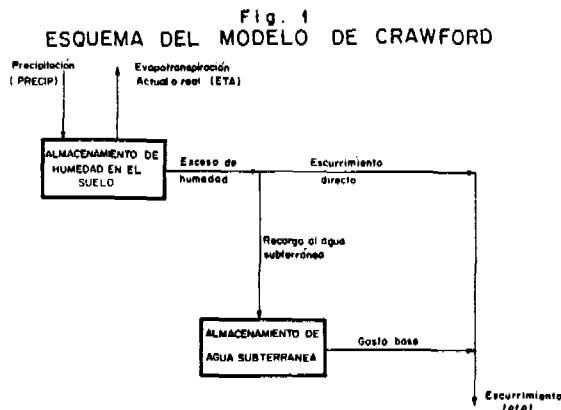
El modelo de Crawford se simplificó al utilizar sólo los 12 valores de evapotranspiración potencial promedio mensual (ETP); al efectuar lo anterior, se incluyó un cuarto parámetro de ajuste, el cual multiplica los valores de ETP estimados a través del criterio de Hargreaves-Samani, además se empleó el algoritmo de Rosenbrock de programación no lineal de múltiples variables no restringidas, para evaluar automáticamente los parámetros óptimos del modelo, el cual se aplicó a las cuencas de las estaciones hidrométricas EL PINO, en Durango y EL CARDON, en Veracruz, con resultados bastante satisfactorios.

DESCRIPCION DEL MODELO DE CRAWFORD

Parámetros y condiciones iniciales de humedad

Norman H.Crawford presentó en 1984 un modelo matemático conceptual, el cual permite estimar el volumen escurrido mensual a partir de la precipitación y evapotranspiración potencial mensuales, el modelo consiste en realizar un balance hídrico en la cuenca, teniendo dos almacenamientos, uno para la humedad del suelo y el otro para el agua subterránea. El modelo tienen tres parámetros: la capacidad de almacenamiento del suelo (CS), la proporción del exceso de humedad que recarga al agua subterránea (PSUB) y el porcentaje que del almacenamiento de agua subterránea da origen al gasto base (GAS). En la figura 1 se ilustra el funcionamiento del modelo.

CS es el parámetro que controla el volumen de escurrimiento, con un incremento de CS decrece el escurrimiento y viceversa. La evapotranspiración actual (ETA) se incrementa cuando CS es aumentado. El PSUB y el GAS controlan los gastos base entre tormentas. Los parámetros del modelo cambian de una cuenca a otra, y en cuencas aforadas pueden ser calibrados, para definir valores regionales que sirvan de base para estimaciones en cuencas sin hidrometría. Teniendo en cuenta las consideraciones de Thornthwaite & Mather(1955), sobre la capacidad de almacenamiento de humedad de los suelos al realizar el balance hídrico, y con fines prácticos se considera que CS puede variar de 10 a 400 mm. Respecto a los parámetros PSUB y GAS, Crawford(1984) recomienda valores medios de 0.60 y 0.50, respectivamente.



Habiéndose estimado los valores para CS, PSUB y GAS, se deben definir las condiciones iniciales para el almacenamiento de humedad del suelo y del agua subterránea. Tomando en consideración que los efectos de tales valores iniciales de humedad tienden a desaparecer después de 6 a 12 meses, el análisis del primer año se repite varias veces aceptando las magnitudes finales como iniciales hasta que dichos valores se estabilizan.

Tabulación de cálculo

En la Tabla 1 se indican las operaciones a realizar entre columnas, por ello únicamente se detallan a continuación las 4 columnas que requieren explicación. Columna 4: Almacenamiento de humedad. En el primer mes se asigna como condición inicial y para los meses subsiguientes, corresponde al valor del mes anterior más el valor de la columna 12 de dicho mes anterior. Columna 7: en la figura 2, con los valores de las columnas 5 y 6 se obtiene el cociente de la evapotranspiración actual a la potencial (ETA/ETP).

Columna 10: si el valor de la columna 9 fue positivo, se entra a la figura 3 con el valor de la columna 5 y se obtiene el cociente de humedad en exceso. Si la cantidad de la columna 9 fue negativa el cociente citado es cero. Columna 14: Almacenamiento inicial de agua subterránea, se introdujo previamente como condición inicial, o es igual al valor de la columna 15 menos el de la columna 16 del mes anterior.

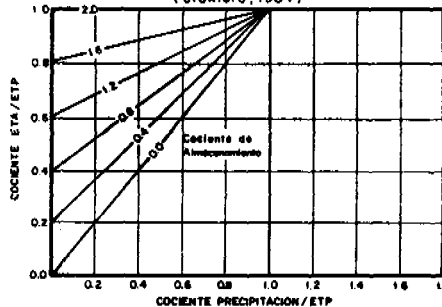
Tabla 1
TABULACION DE CALCULO DEL MODELO DE CRAWFORD
(Crawford, 1984)

Almac Inicial de
Agua subterránea = 25 mm

CS = 410 mm PSUB = 0.61 GAS = 0.64 Humedad inicial (H1) = 500 mm

1	2	3	4	5+4CS	6-2/3	7	8+5-7	9+2-8	10	11-9-10	12-9-11	13-H-PSUB	14	15-14-13	16-15-GAS	17-11-15	18-16-17
FECHA (Mes/Año)	PRECIP (mm)	ETP (mm)	ALMAC. DE HUMEDAD (mm)	COEFICIENTE DE ALMAC	COEFICIENTE PRECIP/ ETP	COEFICIENTE ETA/ETP	ETA (mm)	BALANCE HIDRICO (mm)	COEFICIENTE DE HUMED- DAD EN EXCESO	HUMEDAD EN EXCESO (mm)	INCREMENTO DE ALMAC (mm)	RECARGA AL AGUA SUBTERRANEA (mm)	ALMAC INI- CIAL DE AGUA SUB- TERRANEA (mm)	ALMAC FI- NAL DE AGUA SUB- TERRANEA (mm)	ESC. BASE (mm)	ESC DIRECTO (mm)	ESC TOTAL (mm)
ENE/80	356.3	21.7	900.0	1.22	16.42	1.00	21.7	334.6	0.70	232.7	101.9	141.9	25.0	166.9	106.8	90.7	197.6
FEB/80	196.4	38.6	601.9	1.47	5.12	1.00	38.4	158.1	0.86	135.7	22.4	82.8	60.1	142.9	91.4	52.9	144.4
MAR/80	145.6	79.1	624.3	1.52	1.84	1.00	79.1	66.5	0.89	58.9	7.6	35.9	51.4	87.4	55.9	23.0	78.9
ABR/80	58.8	118.3	631.9	1.54	0.51	0.89	104.8	-45.1	0.00	0.0	-45.1	0.0	31.5	31.5	20.1	0.0	20.1
MAY/80	26.9	155.4	586.7	1.43	0.17	0.76	118.8	-92.0	0.00	0.0	-92.0	0.0	11.3	11.3	7.2	0.0	7.2
JUN/80	11.6	171.3	494.8	1.21	0.07	0.63	108.1	-96.5	0.00	0.0	-96.5	0.0	4.1	4.1	2.6	0.0	2.6
JUL/80	19.9	181.6	388.3	0.97	0.10	0.54	103.3	-85.4	0.00	0.0	-85.4	0.0	1.3	1.3	0.9	0.0	0.9
AGO/80	33.7	154.7	314.9	0.77	0.22	0.52	80.2	-46.5	0.00	0.0	-46.5	0.0	0.5	0.5	0.3	0.0	0.3
SEP/80	17.2	137.9	268.5	0.65	0.12	0.41	56.7	-39.5	0.00	0.0	-39.5	0.0	0.2	0.2	0.1	0.0	0.1
OCT/80	299.6	88.9	228.9	0.56	3.37	1.00	88.9	210.7	0.16	32.8	177.9	20.0	0.1	20.1	12.9	12.8	25.7
NOV/80	275.8	41.7	406.8	0.99	6.61	1.00	41.7	234.1	0.49	115.2	118.9	70.3	7.2	77.5	49.6	44.9	94.5
DIC/80	350.0	29.8	925.7	1.28	11.74	1.00	29.8	320.2	0.74	237.7	82.5	145.0	27.9	172.9	110.6	92.7	203.3
Σ	1,792.8	1,229.6					871.6								498.4	317.0	775.6

Fig. 2
COEFICIENTE DE EVAPOTRANSPIRACIONES
ACTUAL Y POTENCIAL (ETA/ETP)
(Crawford, 1984)



ADAPTACIONES AL MODELO DE CRAWFORD

Simplificación relativa a la ETP

La primera adaptación o modificación que se realizó al modelo de Crawford, consistió en sustituir la ETP mensual por sus 12 valores promedio mensuales, con la idea fundamental de emplear menos información. Se consideró conveniente adoptar el criterio de Hargreaves-Samani(1982) para la estimación de la ETP, ya que este método ha conducido a resultados bastante aproximados en diferentes climas (Samani & Hargreaves 1982) y requiere información meteorológica fácilmente disponible en la República Mexicana, la fórmula del método es la siguiente:

$$ETP = 0.0075 R_i^{\dagger} T_t \quad (1)$$

en la cual:

ETP = evapotranspiración potencial del cultivo de referencia (pasto), en mm/d

R_i radiación solar incidente diaria, expresada en mm/d

T_t temperatura ambiente diaria, en grados Fahrenheit

Para estimar los valores de ETP promedio mensual, la radiación solar incidente media diaria de cada mes fue obtenida de los mapas de Almanza y López(1978), en langley/día y transformada a lámina de agua evaporada.

Por otra parte, para adecuar la ETP estimada a las condiciones de la vegetación natural de la cuenca analizada y tomar en cuenta la aplicabilidad del método de Hargreaves-Samani al clima de la cuenca, se incluyó un cuarto parámetro de ajuste, el cual multiplica a los valores de ETP y que lógicamente debe ser menor o igual a la unidad.

Aplicación del algoritmo de Rosenbrock

El método de Rosenbrock(1960) ha probado ser un eficiente algoritmo de búsqueda para obtener los parámetros óptimos en modelos hidrológicos con ceptuales (Ibbitt & O'Donnell 1971; Clarke 1973; Manley 1978), por ello fue utilizado para realizar el calibrado del modelo de Crawford modificado, es decir para obtener los valores óptimos de CS, PSUB, GAS y FC. El algoritmo computacional del método de Rosenbrock fue adaptado de Kuester & Mize(1973), esto es, se transformó el programa ROSENB de múltiples variables no restringidas en FORTRAN a lenguaje BASIC y se adecuó al modelo de Crawford, empleando como función objetivo a minimizar el error estándar de la estimación (EEE), éste es:

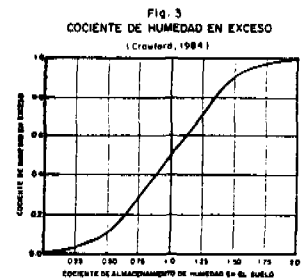
$$EEE = \left[\sum_{i=1}^n (V_o - V_e)^2 / n \right]^{1/2} \quad (2)$$

donde:

n número de meses empleado en la calibración

V_o volumen escurrido mensual observado, en Mm^3

V_e volumen escurrido mensual estimado con el modelo, en Mm^3



Evaluación de la eficiencia del modelo

Con el objeto de tener unos valores numéricos sobre la eficiencia del modelo y poder realizar comparaciones sobre su aplicabilidad a ciertas zonas climáticas o de diferente comportamiento hidrológico, así como contrastes frente a otros modelos mas elaborados, se emplearon los siguientes 3 indicadores, el primero sugerido y aplicado por Haan(1972) corresponde al coeficiente de correlación lineal y los dos siguientes descritos por Garrick, Cunnane & Nash(1978) son:

$$R1 = (F0 - F1)/F0 \quad (3)$$

$$R2 = (FD - F1)/FD \quad (4)$$

donde:

$$F0 = \sum_1^n (V_o - \bar{V})^2 \quad F1 = \sum_1^n (V_o - V_e)^2 \quad FD = \sum_1^n (V_o - \bar{V}_m)^2$$

siendo, V el volumen escurrido promedio de todos los volmenes mensuales observados y Vm el volumen escurrido promedio mensual.

APLICACIONES

Con el propósito de tener diversos contrastes y aplicaciones del modelo de Crawford modificado, se aplicó a muy variadas estaciones hidrométricas de la zona centro y noreste del país. Como resultado general de tales análisis se comprobó la consistencia y versatilidad del modelo para reproducir los volmenes observados.

Por otra parte, también se dedujeron experiencias para su aplicación, como el procedimiento sugerido para calibrar sus parámetros y que consiste en dividir el registro histórico en dos porciones, posteriormente se selecciona un mínimo de dos años en un periodo seco y en uno húmedo; se obtienen los parámetros óptimos en cada periodo y en función de los valores obtenidos se calibra más rápidamente un periodo mayor, seis o más años. Con base en todos los resultados se adoptan unos valores para los parámetros de ajuste y entonces se realiza una simulación para todo el registro, validando con la porción del registro histórico no utilizada, la bondad predictiva del modelo.

En la Tabla 2 siguiente se han concentrado los resultados del programa MODESC en la estación hidrométrica El Pino, del municipio de Canatlán, Dgo., con área de cuenca de 74 km² y clima tipo BSkw(w)(e) de Koppen.

Tabla 2
RESUMEN DE RESULTADOS DE LOS DIVERSOS ANALISIS DE CALIBRADO
Y SIMULACION REALIZADOS.

ESTACION HIDROMETRICA Y PERIODO ANALIZADO	PARAMETROS DEL MODELO				R1	R2	Raj	n
	CS(mm)	PSUB	QAS	FC				
EL PINO 1965-1966 (2 AÑOS)	4.0	0.75	0.00	0.50	0.601	-0.813	0.975	2.204
EL PINO 1973-1974 (2 AÑOS)	6.8	0.09	0.00	0.23	0.834	0.648	0.918	1.109
EL PINO 1963-1974 (12 AÑOS)	3.4	0.425	0.00	0.41	0.669	0.490	0.818	0.984
EL PINO (Simulación) 1963-1981 (19 AÑOS)	4.0	0.425	0.00	0.40	—	—	—	—
EL CARDON 1963-1964 (2 AÑOS)	10.7	0.77	0.038	0.75	0.150	-0.873	0.466	0.748
EL CARDON 1967-1968 (2 AÑOS)	14.0	0.26	0.078	0.75	0.930	0.844	0.966	0.965
EL CARDON 1961-1968 (8 AÑOS)	15.4	0.47	0.035	0.81	0.717	0.598	0.851	1.039
EL CARDON (Simulación) 1961-1974 (14 AÑOS)	15.5	0.47	0.04	0.80	—	—	—	—

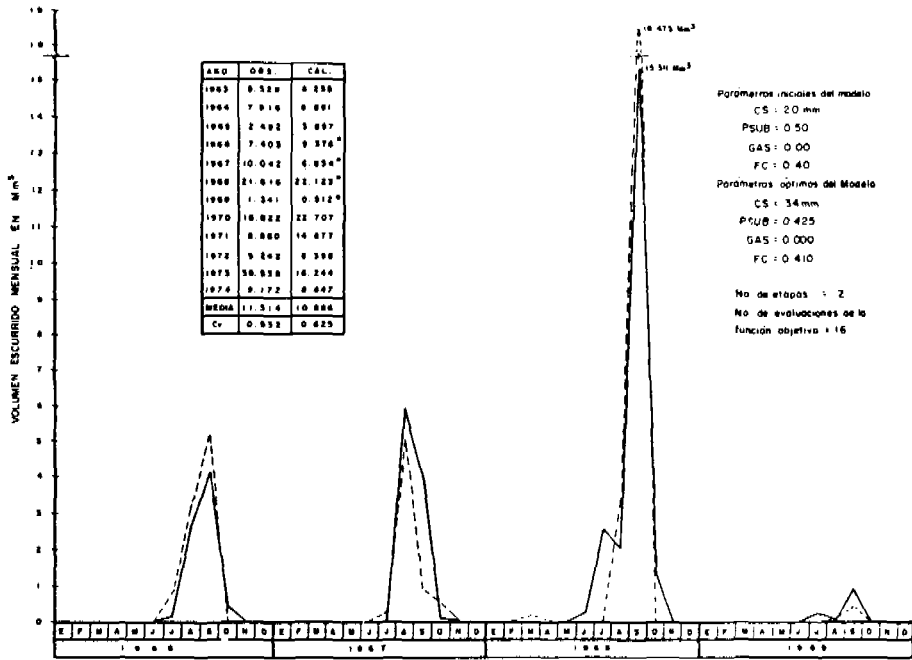
También en la Tabla 2 se tienen los resultados para la estación hidrométrica El Cardón, del municipio de Tempoal, Veracruz, con un área de cuenca de 609 km² y clima tipo Aw^w(w)(e)g de Koppen. Por último, en la figura 4 se presenta

con fines ilustrativos de la bondad reproductiva del modelo de Crawford modificado, el calibrado de un periodo de 12 años en la estación hidrométrica El Pino, Durango.

REFERENCIAS

- Almanza,R. y López,S. (1978). Radiación Solar Global en la República Mexicana mediante Datos de Insolación. Series del I.I. No. 357, UNAM. México, D.F. 2a. edición corregida y aumentada.
- Clarke,R.T. (1973). Mathematical Models in Hydrology. Theme 6.6: Methods of Fitting Parameters of a Stochastic-Conceptual Models, pp. 152- 159. Irrigation & Drainage Paper No. 19. FAO. Rome, Italy.
- Crawford,N.H. (1984). Hydrologic Computations at a Small Hydro Site. Chapter 3 in Small and Mini Hydropower Systems, Jack J. Fritz, ed- itor. McGraw-Hill Book Co. New York, U.S.A.
- Garrick,M., Cunnane,C. & Nash J.E. (1978). A Criterion of Efficiency for Rainfall-Runoff Models. Journal of Hydrology, Vol.36, pp. 375-381.
- Haan,C.T. (1972). A Water Yield Model for Small Watersheds. Water Resources Research, Vol. 8, No. 1, pp. 58-69.
- Hargreaves,G.H. & Samani,Z.A. (1982). Estimating Potential Evapotranspiration. Technical Note in Journal of the Irrigation and Drainage Division, Vol. 108, IR3, pp. 225-230.
- Ibbitt,R.P. & O'Donnell,T. (1971). Fitting Methods for Conceptual Catchment Models. Journal of Hydraulics Division, Vol. 97, HY9, pp. 1331 -1342.
- Kuester J.L. & Mize J.H. (1973). Optimization Techniques with Fortran Chapter 9, ROSENB algorithm, pp. 320-330. McGraw-Hill Book Co. New York, U.S.A.
- Manley,R.E. (1978). Calibration of Hydrological Model Using Optimization Technique. Journal of Hydraulics Division, Vol. 104, HY2,pp.189-202
- Rosenbrock,H.H. (1960). An Automatic Method of Finding the Greatest or Least Value of a Function. Computer Journal, Vol. 3, pp. 175-184.
- Samani,Z.A. & Hargreaves,G.H. (1982). Evaluation of Some Water Requirement Estimating Methods. International Irrigation Center. Logan, -- Utah, U.S.A. (24 pp.).
- Thornthwaite,C.W. & Mather J.R. (1955). The Water Balance. Drexel Institute of Technology, Publications in Climatology, Vol. VIII, No. 1. Centerton, New Jersey, U.S.A. Fourth Printing.

Fig. 4
 VOLUMENES ESCURRIDOS MENSUALES OBSERVADOS Y CALCADOS
 EN LA ESTACION HIDROMETRICA EL PINO, DGO



ADAPTACIONES AL MODELO DE CRAWFORD DE ESTIMACION DEL VOLUMEN ESCURRIDO MENSUAL (Segunda Solución)

Daniel Fco. Campos Aranda, Facultad de Ingeniería de la U.A.S.L.P. Genaro Codina # 240-altos Col. Jardines del Estadio 78280 San Luis Potosí, S.L.P., México

RESUMEN±

Al realizar exhaustivas aplicaciones del modelo de Crawford modificado, a través de su programa MODESC, se detectó la necesidad de emplear un algoritmo de búsqueda de sus parámetros óptimos que tomara en cuenta unos límites asignados a éstos. Se decidió emplear el algoritmo Complex, el cual en los análisis realizados se desarrolló bastante bien. La aplicación fundamental que se describe corresponde a los datos empleados para calibrar un modelo mucho más elaborado, el SEAMOD; fue precisamente con tales datos que se detectó la necesidad de marcar restricciones a los valores de los parámetros de ajuste del modelo de Crawford, para cumplir con su formulación conceptual.

INTRODUCCION

El modelo de Crawford modificado, por medio de su programa MODESC, se calibró en estaciones hidrométricas de diversos tamaños de cuenca, clima y amplitud de registro disponible. Por ejemplo, se aplicó en las estaciones de aforo de San Juanico en Jalisco, El Grito en San Luis Potosí, Sabinas y La Esperanza en Tamaulipas y La Villita y Santa Teresa en Zacatecas. En todas estas aplicaciones el comportamiento del programa MODESC y los resultados obtenidos se pueden considerar bastante satisfactorios.

Al pretender tener exhaustivos contrastes, el modelo de Crawford modificado se aplicó a los datos que fueron empleados con fines didácticos en el modelo SEAMOD (seasonal model) desarrollado por J.D. Salas hacia 1981 y presentado por Salas, Obeysekera & Tabios (1982), datos que se han reproducido en la Tabla 1. Los resultados a los que condujo el programa MODESC para los 4 parámetros óptimos, al emplear los datos de la Tabla 1 y un área de cuenca de 1,179.6 km² fueron los siguientes: CS = 48 mm, PSUB = 1.15, GAS = 0.475 y FC = 0.73.

Tabla 1
DATOS ORIGINALES Y RESULTADOS DEL MODELO SEAMOD
(Salas et al., 1982)

DATE / AÑO	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	ANUAL
Evaporación (mm)	0	0	0	144.3	166.5	185.3	187.5	173.9	121.0	97.5	0	0	1,066.1
ETP + 0.8 (EVAP)	0	0	0	115.4	125.2	148.2	150.1	139.1	96.8	78.0	0	0	852.8
PRECIPITACION (mm)	143.8	116.5	41.4	186.4	65.8	25.1	87.1	103.8	62.0	49.5	98.3	108.5	1,088.0
	34.8	49.0	108.7	89.9	161.0	75.4	63.5	86.3	31.0	97.8	111.5	142.2	1,061.1
	63.1	17.8	126.7	82.2	173.7	46.5	113.8	77.0	110.5	55.6	106.2	134.6	1,089.7
	190.0	29.7	51.3	105.4	115.5	121.7	138.2	83.8	57.8	57.9	62.3	72.9	1,106.4
ESCURRIMIENTO OBSERVADO (mm ³)	105.369	106.660	95.061	113.398	78.477	10.062	8.781	7.669	2.822	3.687	11.813	30.964	553.558
	29.008	38.018	102.258	39.821	120.117	14.093	6.899	11.078	3.081	3.835	10.275	99.142	477.619
	40.804	45.884	93.898	107.338	114.846	31.463	9.177	16.387	5.506	22.536	7.210	78.002	572.738
	184.038	70.792	28.513	82.788	68.682	26.219	31.299	14.339	8.752	2.793	10.127	18.681	513.930
ESCURRIMIENTO CALCULADO CON EL MODELO SEAMOD. (mm ³)	109.793	106.680	71.839	126.344	69.193	30.480	11.536	4.654	10.324	9.185	0.939	7.194	553.831
	46.703	44.081	50.636	57.191	73.250	34.248	14.175	6.047	2.573	0.767	1.542	14.635	345.749
	73.906	62.762	68.006	69.317	87.999	44.081	18.681	7.784	14.257	11.307	6.475	9.210	473.843
	106.844	82.731	69.809	72.103	53.084	28.677	15.568	14.879	12.290	4.343	0.428	8.747	479.554

De acuerdo al planteamiento conceptual del modelo de Crawford, el parámetro PSUB, que establece la proporción que del exceso de humedad recargará al agua subterránea, no puede exceder de la unidad, incluso Crawford (1984) le señala un valor máximo de 0.80 con fines prácticos. Lo anterior condujo a la conclusión siguiente, en el programa MODESC se tendrá que cambiar el algoritmo de Rosenbrock de múltiples variables no restringidas por un código de optimización de una función no lineal dependiente de variables restringidas o limitadas.

APLICACION DEL ALGORITMO COMPLEX

Tomando en cuenta que al comparar el algoritmo de Rosenbrock para variables restringidas contra el algoritmo Complex, éste último lo superó en eficiencia y rapidez para obtener la solución, según lo demostro Box(1965) para diversos problemas prácticos, se consideró conveniente emplear el citado algoritmo Complex. La versión computacional del método propuesto por Box, fue desarrollada por L.B. Evans en 1971 y descrita en nuestro país por Murray y Chicurel(1975) como programa OPTIM con listado en FORTRAN; Callejas(1983) generó una versión en BASIC, con base en la cual se reestructuró el programa MODESC, del modelo de Crawford modificado.

Aunque en el programa OPTIM es bastante fácil reasignar valores límite a las variables de decisión, en el nuevo programa MODESC se adoptaron en todos los análisis los siguientes límites para los 4 parámetros de ajustes

parámetro	límite inferior	límite superior
CS	10 (mm)	400 (mm)
PSUB	0.30	0.90
GAS	0.00	0.90
FC	0.20	1.00

APLICACIONES

En primer término y para fines de comparación se elaboró la figura 1 con los datos y resultados del modelo SEAMOD, concentrados en la Tabla 1.

A continuación, tomando como punto de partida los valores óptimos anteriormente citados para los 4 parámetros de ajuste, que fueron obtenidos al calibrar el modelo de Crawford modificado con los datos de la Tabla 1, se formularon conjuntos de valores iniciales para probar la respuesta del algoritmo Complex, tales magnitudes y los resultados obtenidos se han concentrado en la Tabla 2, en la cual se observa que los valores encontrados para los parámetros de ajuste son verdaderamente coincidentes.

Para el conjunto de valores que conducen a la menor función objetivo, se han dibujado los volúmenes estimados con el modelo de Crawford modificado en la figura 2. A partir de los parámetros que miden la eficiencia del modelo, se puede deducir que ambos modelos producen resultados muy similares, sin embargo al comparar las figuras 1 y 2, se deduce que el modelo SEAMOD reproduce mejor los datos, sobre todo al inicio y final del período de calibrado; lo anterior no es sorprendente dado que el modelo SEAMOD es mucho más elaborado, pues consta de tres almacenamientos y cinco parámetros de ajuste limitados y una restricción implícita.

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE CALIBRADO PARA LOS DATOS EMPLEADOS EN EL MODELO SEAMOD

No	PARAMETROS INICIALES						PARAMETROS FINALES					
	CS (mm)	PSUB	GAS	FC	FD (mm ³)	CS (mm)	PSUB	GAS	FC	FD (mm ³)		
1	10	0.75	0.80	0.85	30.332	98	0.79	0.34	0.75	95	21.185	
2	50	0.90	0.80	0.75	22.703	80	0.88	0.39	0.75	98	21.120	
3	75	0.90	0.80	0.85	23.111	60	0.83	0.30	0.77	92	21.141	
4	100	0.80	0.88	0.88	32.488	60	0.87	0.37	0.75	79	21.132	
5	125	0.90	0.88	0.75	24.188	82	0.88	0.30	0.74	100	21.161	
6	150	0.90	0.75	0.88	34.008	62	0.88	0.39	0.75	100	21.199	

Por otra parte, en la figura 3 se tiene el contraste entre los resultados obtenidos con los algoritmos de Rosenbrock y el Complex, para el calibrado de parámetros en la estación hidrométrica El Cardón, del municipio de Tempoal, Veracruz, en un período húmedo de sólo dos años. Como se observa en dicha figura 3 los resultados son bastante coincidentes.

En cambio, en la Tabla 3 siguiente se han concentrado los resultados de los análisis de calibrado con el programa MODESC, empleando el algoritmo Complex, en la estación hidrométrica Santa Teresa en Zacatecas, con un área de cuenca de 379 km², destacando que aún cuando el proceso se restringió a sólo 100 iteraciones, los resultados, medidos por los parámetros de eficiencia del modelo, resultaron muy similares a los obtenidos por medio del algoritmo de Rosenbrock sin limitación del número de evaluaciones de la función objetivo; lo anterior debido a la bondad del método de Box(1965) para aproximarse rápidamente a la solución en las primeras iteraciones, lo cual es una gran ventaja en estimaciones preliminares o donde el tiempo dedicado al proceso de calibrado está limitado.

Tabla 3
RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE CALIBRADO PARA LOS DATOS
DE LA ESTACION HIDROMETRICA SANTA TERESA, ZAC.

No.	PERIODO DE ANALISIS	PARAMETROS INICIALES :					PARAMETROS FINALES :					
		CS (mm)	PSUB	GAS	FC	FO (mm ³)	CS (mm)	PSUB	GAS	FC	FO (mm ³)	
1	1970-1971 (2 AÑOS)	100	0.60	0.30	0.75	3.002	320	0.52	0.09	0.60	100 ^a	3.369
2	1979-1980 (2 AÑOS)	100	0.60	0.30	0.75	0.616	260	0.38	0.40	0.74	100 ^a	0.442
3	1970-1974 (5 AÑOS)	100	0.60	0.30	0.75	4.258	192	0.39	0.33	0.75	100 ^a	4.227
4	1970-1980 (11 AÑOS)	100	0.60	0.30	0.75	7.156	400	0.31	0.24	0.69	100 ^a	5.638

^a No. máximo observado

Finalmente, conviene indicar que en los diversos análisis realizados, los resultados del modelo de Crawford modificado con algoritmo Complex de búsqueda automática de parámetros de ajuste, han sido bastante satisfactorios, sobre todo teniendo en cuenta que en general la medición de la precipitación no se realiza dentro de la cuenca, sino que normalmente la estación pluviométrica está ubicada en las instalaciones de la estación de aforos; esto último, lógicamente origina distorsión en los resultados principalmente en grandes cuencas.

RECONOCIMIENTO

Se agradece a la Facultad de Ingeniería de la U.A.S.L.P., la anuencia para publicar parte del material correspondiente al Proyecto de Investigación, que sobre el tema aquí expuesto ha desarrollado el autor como parte de su desempeño académico.

REFERENCIAS

- Box, M.J. (1965). A new method of constrained optimization and a comparison with other methods. *Computer Journal*, Vol. 8, pp. 42-52.
- Callejas C., M. (1983). Adaptación del Programa Optim a una microcomputadora Radio Shack TRS-80 modelo II en lenguaje Basic. Publicación D-41 de la D.E.P.F.I. de la UNAM. México, D.F. (21 páginas).
- Crawford, N.H. (1984). Hydrologic Computations at a Small Hydro Site. Chapter 3 in *Small and Mini Hydropower Systems*, Jack J. Fritz, editor. McGraw-Hill Book Co. New York, U.S.A.
- Murray L., M.A. y Chicurel U., E. (1975). *Aplicaciones de Computación a la Ingeniería*. Capítulo 8 y Apéndice 4. Editorial Limusa. México, D.F.
- Salas, J.D., Obeysekera, J.T. & Tabios, G. (1982). Computer Watershed Modeling in Hydrology. Seasonal hydrologic simulation model of a watershed. Department of Civil Engineering. Colorado State University. Fort Collins, CO., U.S.A.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Boletines Hidrológicos y Climatológicos de las Regiones Hidrológicas Números 12 y 26. Sub-secretaría de Planeación. México, D.F.

Fig. 4
 VOLUMENES ESCURRIDOS MENSUALES OBSERVADOS Y ESTIMADOS
 CON EL MODELO SEAMOD

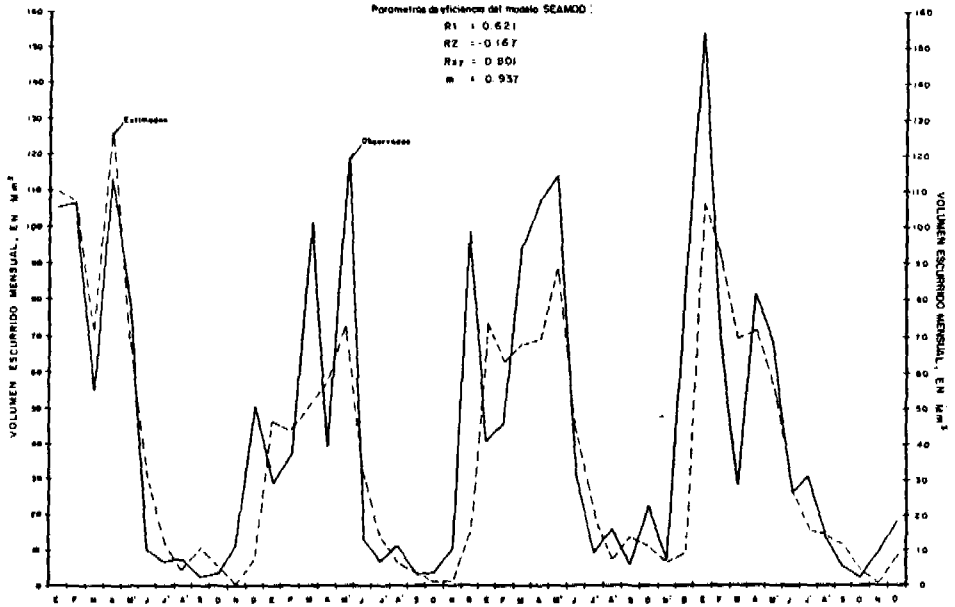
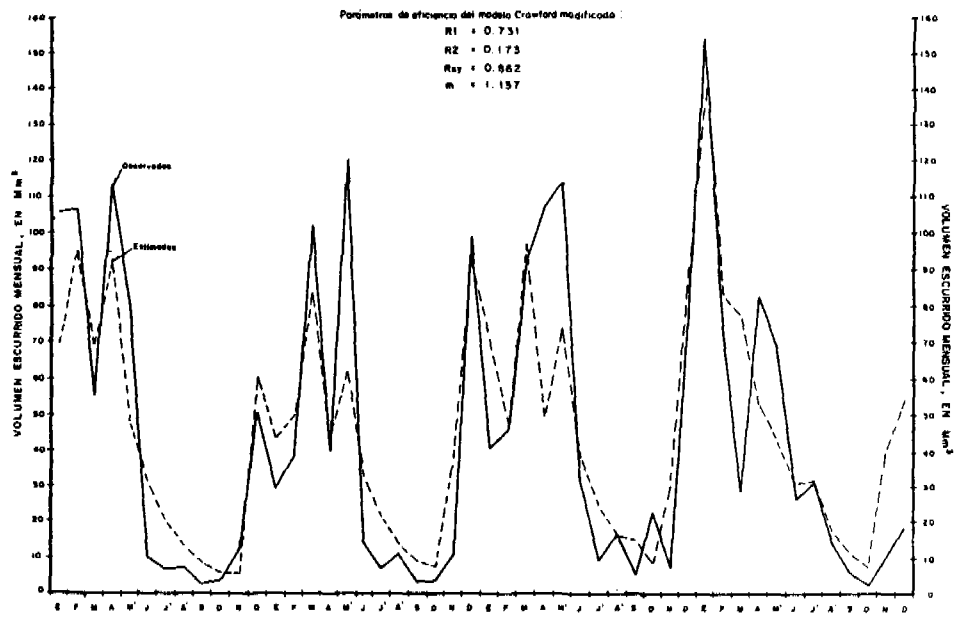


Fig. 2
 VOLUMENES ESCURRIDOS MENSUALES OBSERVADOS Y ESTIMADOS
 CON EL MODELO CRAWFORD MODIFICADO



EFFECTS OF URBAN STORMWATER INFILTRATION SYSTEMS AND THE IR EVALUATION

Katumi MUSIAKE, Srikantha HERATH and Sadayuki HIRONAKA Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Minato-ku, Tokyo, Japan Jiro OKAMURA Civil Engineering Division, Niigata Prefectural Government, Niigata, Japan

ABSTRACT

Recently in Japan the stormwater infiltration system is gradually becoming an integral part of measures for the preservation of hydrological cycle in urbanized areas. This paper describes experimental and theoretical research which has been carried out to clarify the practical problems associated with the application of infiltration systems. Firstly, effects of infiltration facilities on flood reduction are discussed based on experiments and observations at pilot study areas, and results of a follow-up survey at a pilot area are summarized from a viewpoint of the maintenance of infiltration facilities. Secondly, an estimation procedure of infiltration capacity of facilities is presented based on a consideration of infiltration theory. Lastly, a simplified basin-scale model is proposed to estimate effects of stormwater infiltration systems, and the performance of the systems for unusual storm is discussed using results simulated through the basin-scale model.

1. INTRODUCTION

The structures which are constructed to promote the infiltration of stormwater by artificial means are termed as infiltration facilities. Recently in Japan infiltration facilities are incorporated in the preservation of the urban hydrological cycle. They reduce the direct storm runoff by facilitating infiltrations and at the same time increase the groundwater recharge which in turn improves the low flow in rivers.

For the past ten years, experimental and theoretical research has been carried out to clarify the practical problems associated with the application of stormwater infiltration systems in urban areas. The author's laboratory continues to carry out these research in collaboration with the Housing and Urban Development Corporation (HUDC).

2. EXPERIMENTAL STUDIES IN PILOT AREAS

2.1 Pilot study

2.1.1 Akishima Tsutsujigaoka Heights

In 1981 HUDC set up a pilot study area at a housing complex in Akishima Tsutsujigaoka Heights under the technical advice of the author's laboratory with the aim to clarify the problems in the practical application of infiltration facilities. Akishima Tsutsujigaoka Heights (hereafter referred as ATH) is located in the western suburbs of Tokyo. A comparative study area with a conventional drainage system was provided adjacent to the pilot area (Fig.1). The pilot and comparative areas are of 1.61 and 1.56ha respectively. These areas were equipped with a rain gauge and three flow gauges. Also fourteen tensiometers were installed at depths from 5 to 250 centimeters to monitor the behaviour of soil moisture around the infiltration trench. The study area is situated on a diluvial upland called Musashino platform which extends over the west of Tokyo. Volcanic ash soil called Kanto Loam covers the area to a thickness of 3-4 meters, underlain by a Tachikawa Gravel layer with high permeability of an order of 10-2 cm/sec. Groundwater table is approximately at 10 meters from the ground surface. Outline of infiltration facilities in the pilot area is shown in Fig.2. The

number of infiltration connection boxes installed is 40, the total length of infiltration trenches is 494 meters, the total length of permeable U-shaped gutters is 143 meters and the area covered by permeable pavement is 2,405 square meters.

2.1.2 Chiba Experimental Station

In 1984 authors installed field models of infiltration trenches and an infiltration well at the Chiba Experimental Station of IIS of University of Tokyo, which is also situated on a diluvial upland covered by Kanto Loam to a thickness of 5-6 meters. Underneath the Kanto Loam layer lies a Narita Sand layer with a mixture of fine sand and silt. Groundwater table is approximately 10 m below the ground surface. Thirty four tensiometers are installed at depths from 5~600 cm around a model infiltration trench. Runoff from the precipitation on to a roof with an area of 480 m², water levels in the infiltration facilities, suction pressures from tensiometers and outflow from the facilities are automatically recorded in a personal computer.

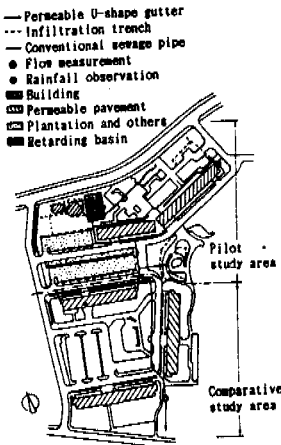


Fig. 1 Pilot and comparative study areas

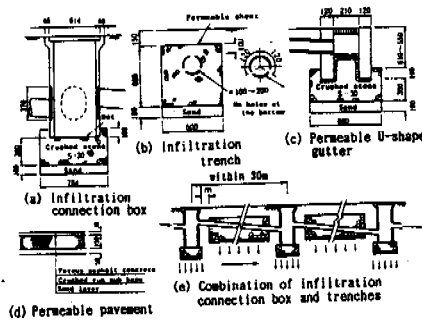


Fig. 2 Infiltration facilities

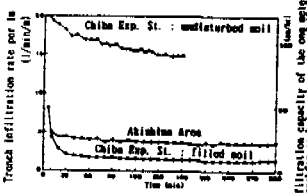


Fig. 3 Results of constant-head (70cm) experiment for infiltration trenches

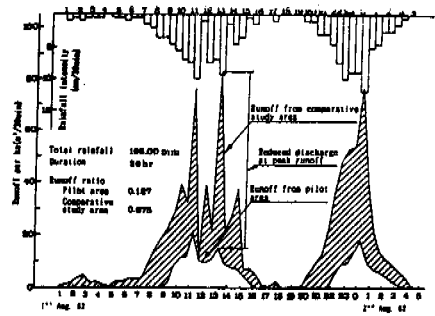


Fig. 4 A sample of storm rainfall - outflow relations observed at ATH

2.2 Field Experiments and results

Field models of infiltration trenches installed at Akishima and Chiba have the same cross section as in Fig.2(b). At both locations experiments for infiltration trenches were carried out under a constant head of 70 centimeters from the-trench bottom and the results are indicated in Fig.3. It can be observed that for each site the infiltration rate reaches to a certain constant value as time elapses, and the final rates differ from site to site depending on the properties of soil surrounding

the trenches. The vertical axis on the right hand side is converted to infiltration capacity for the case where one meter trench is provided for every impervious drainage area of 10m².

Installation at this density is realized in housing areas by replacing a part of conventional drain pipes by infiltration trenches. The rainfall intensity of a 100 year return period around Tokyo area is approximately 110 mm/hr. If a stormwater infiltration system is introduced at a density as mentioned above, then the 100 year return period rainfall for the undisturbed-soil at Chiba will be reduced to less than 10 mm/hr at the final rate which is one year return period rainfall. Also, the infiltration capacity of 10 mm/hr for the filled-soil at Chiba will reduce the 100 year return period rainfall to the 70 year's one.

Tab.1 Comparison between pilot and comparative study areas in ATH

Date	Rainfall			Comparative study area			Pilot study area			Ratio
	Amount R (mm)	Duration T _r (hr)	Maximum intensity r _m (mm/30min)	Runoff depth		Runoff ratio	Runoff depth		Runoff ratio	
				Q _{pp} (mm/30min)	q _p (mm)	f _p	Q _{pp} (mm/30min)	q _p (mm)	f _p	
'81 07/02	40.75	21.0	4.25	3.13	17.12	0.420	0.13	0.36	0.009	2.08
07/30	58.75	21.0	14.50	3.82	22.15	0.400	0.25	2.70	0.048	11.85
08/22	87.50	30.0	8.75	6.04	22.77	0.375	0.13	2.20	0.029	6.73
10/01	48.50	18.0	5.75	1.93	12.14	0.201	0.10	0.05	0.001	0.26
10/06	43.25	30.0	11.00	2.88	14.56	0.337	1.19	1.00	0.039	11.55
11/02	54.00	18.0	4.50	2.18	23.00	0.437	0.43	3.16	0.058	13.38
'82 04/15	56.50	18.0	8.75	4.50	50.74	0.564	0.16	0.92	0.016	2.99
06/01	166.00	28.0	12.90	7.00	92.33	0.375	2.00	21.14	0.127	22.13
'83 08/14	138.00	40.0	25.00	16.00	98.05	0.715	3.30	14.92	0.104	14.51
08/17	101.50	10.5	19.00	13.00	64.97	0.679	7.40	19.77	0.193	28.67
09/27	90.50	43.0	6.50	4.50	52.97	0.879	1.20	9.02	0.100	17.21
'84 06/04	144.00	21.5	13.00	8.00	84.05	0.584	2.19	12.12	0.087	14.42
09/02	103.00	14.0	19.50	8.77	82.86	0.668	2.78	10.76	0.101	17.17
10/01	38.00	14.5	3.50	1.92	19.29	0.588	0.13	0.73	0.018	2.77

Results of rainfall-outflow observations at ATH for relatively big storms from 1981 to 1986 are summarized in Table 1. All values of runoff ratio (ratio of runoff volume to rainfall amount) for the pilot study area produces much smaller values than those for the comparative area reflecting the effectiveness of infiltration facilities. The noticeably low peak outflow in the pilot area further strengthens the effectiveness. Fig.4 shows a typical sample of hydrographs from Table 1 when the total rainfall amount from the storm was 166 mm. It is observed that 78X of total runoff volume and 82X of peak outflow were reduced by the storm infiltration system.

2.3 Maintenance considerations through follow-up survey

In order to acquire the knowledge concerned with the maintenance and improvement of infiltration facilities, a follow-up survey (Minagawa, 1990) was carried out at the pilot study area of ATH in the year 1988. This survey carried out 7 years after the installation of the infiltration system included the observation of the degree of silting at each facility and also on-site infiltration tests at selected facilities before and after removing the clogged materials.

Results obtained from the survey are summarized as follows.

(1) Analyses of runoff ratio and peak runoff coefficient obtained from the continuous observation of rainfall-outflow revealed that the efficiency of the system did not change during the seven year period.

(2) Some portions of infiltration connection boxes showed a pronounced decrease in the infiltration capacity due to heavy silting at the top of crushed stone layer.

However, they retrieved their initial infiltration capacity after the removal of silted matter.

(3) Infiltration trenches maintained their initial infiltration capacity without noticeably silting. This is because almost all of the silting materials are trapped in the connection box which receives rainwater directly from roof and is placed just before the trench.

(4) The clogging of permeable pavement was observed at the peripheral portion of paved area. The clogged permeable pavement could be restored up to about half of the initial infiltration capacity by cleaning with a jet of water.

(5) Permeable U-shaped gutters, which receive stormwater drainage directly from roads, gave rise to serious clogging, thereby emphasizing the necessity of a litter filter for the stormwater prior to entering the U-shaped gutters.

(6) As a major conclusion, it is necessary to remove litter and silt from infiltration connection boxes and permeable pavements at a predetermined time interval for the continued maintenance of the infiltration capacity of the system.

3. ESTIMATION OF INFILTRATION CAPACITY OF FACILITIES

The flow from infiltration facilities occurs in the unsaturated zone and part of the infiltration takes place as unsaturated flow. Therefore it is necessary to simulate the flow using a numerical model to obtain the infiltration capacities as there are no analytical solutions to the governing equations. Also the infiltration rates depend on the soil hydraulic properties. These can be measured from undisturbed soil samples, but it is a time consuming and tedious task, and such data are always not readily available. In such cases they have to be estimated from other available data.

3.1 Method of infiltration capacity estimation

In the design of infiltration systems it is necessary to be able to estimate the infiltration capacity of a facility of given dimensions for a specific site. The flow from such facilities can be described by the Richard's equation shown below.

$$c(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [\kappa(\psi) \nabla (\psi + z)]$$

where, $c(\psi) = \frac{\partial \psi}{\partial \theta}$, ψ soil water suction, θ : soil moisture content and $\kappa(\psi)$: the soil conductivity at suction ψ .

Using numerical simulation suction distribution for a given condition can be computed and then the flow estimates can be done using the Darcy's equation to compute the outflow from infiltration facilities.

The infiltration mechanism is shown in Fig.5. At the beginning of infiltration, the water front is very close to the infiltration facilities and as the hydraulic gradients are high the infiltration rate is very high. As time passes the water front moves away from the infiltrating surface, reducing the hydraulic gradient and thereby reducing the infiltration rate. Advancing water consists of a saturated front and a moving unsaturated front. The saturated front slows down with time and at some point it attains a stationary profile. The infiltration rate from then onwards becomes almost constant though the infiltration process itself is unsteady and unsaturated flow continues outside the saturated front.

In the estimation of infiltration capacity from a trench or well, it is sufficient to estimate this final infiltration capacity. For soils with fairly high conductivity this quasi-steady state is attained in a short period of time. To estimate this constant rate, Eq.(1) is further simplified as follows. The conductivity function $\kappa(\psi)$ is expressed as

$$\kappa(\psi) = K_0 \kappa_r(\psi) \quad (2) \text{ where } K_0: \text{ saturated conductivity of soil, } \kappa_r(\psi) : \text{ relative conductivity.}$$

Next we consider the steady state of Eq.(1) obtained by imposing artificial boundary conditions away from the infiltrating surface. Since $\frac{\partial \psi}{\partial r} = 0$, substituting Eq.(2) in Eq.(1) and scaling with respect to the K_0 , the governing equation for the trench and well infiltration is obtained.

$$\nabla \cdot [\kappa(\psi) \nabla (\psi + z)] = 0 \quad (3)$$

As the flow can be considered symmetric, only two dimensional analysis is required. Eq.(3) is solved depending on the type of infiltration facility for given boundary and initial conditions, and from the final solution, infiltration capacity of the facility is estimated using the Darcy's law on as:



Fig. 5 Conceptual sketch of infiltration from trench

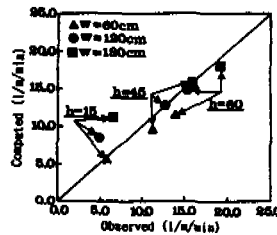


Fig. 6 Comparison of observed and computed final infiltration rate for trenches with different widths

$$\frac{Q}{K_0} = \int_r \kappa_r(\psi) \nabla \psi + z$$

where r denotes the infiltrating surface. For this procedure it is necessary to know the conductivity relation of the soil before hand.

3.2 Estimation of soil parameters

As mentioned earlier, the soil hydraulic conductivity $\kappa(\psi)$ is required for the simulations. This relation between the hydraulic conductivity and the soil moisture can be estimated from small soil samples, but it is a time consuming and a tedious process. Another associated problem is that the measurements from small samples show a large field scatter and may not be representative for a given site. Our experience with field tests show that if the $\kappa(\psi)$ is expressed as $\kappa(\psi) = K_0 k_r(\psi)$, the estimation of K_0 from field tests is sufficient to obtain a reliable conductivity relation (Herath et al 1987). The $k_r(\psi)$ is either measured from small samples or else is generated from the moisture-suction [] relation of the soil using a model such as Mualem's model (1976).

To reliably estimate the field hydraulic conductivity, field tests should be carried out. The most suitable test for this is the constant head borehole test where a borehole is made in the soil and infiltration rate at constant head is measured. The infiltration rate is continuously monitored until it becomes constant so that the steady state analysis mentioned above can be applied. Using the relative conductivity estimated according to the procedure discussed above, the final infiltration rate is estimated by simulating the field experiment according to the procedure outlined in section 3.1. As the estimated outflow is expressed as Q/K_0 , and since Q is available as an observation, the saturated conductivity K_0 can be estimated.

3.3 Field application results

The following results show the computed and observed infiltration rates for three infiltration trenches carried out at Kiyose city in Tokyo. The trench widths were 60, 120 and 180 cm respectively. Experiments were conducted for three water heads, $h=15, 45$ and 60 cm for each of the trenches. Fig.6 shows the computed and observed final infiltration rates. The soil conductivity for the site was 0.0071 cm/s.

From these experimental verifications, it can be seen that the predictions to be very good except for low water heads. At low water heads, probably the pores surrounding the boreholes may not become fully saturated, and the method of analysis may not be applicable.

4. BASIN-SCALE EFFECTS OF INFILTRATION SYSTEMS

Application of Richards- equation with an adequate estimation of soil hydraulic properties is reasonable and useful for the estimation of infiltration capacity of facilities. However, it is not realistic for basin-scale effects of an infiltration system since the computing requirements become too heavy. Therefore it is necessary to develop a practical method which enables easy estimation of the basin-scale effects.

Among the components of an infiltration facility system shown in Fig.2, a combination of connection boxes and trenches are the most efficient and widely used. Hence, the development of a simplified model for infiltration trenches is attempted by replacing connection boxes with trenches of an equivalent length.

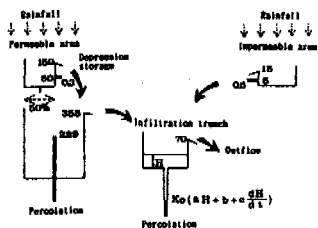


Fig.7 A basin-scale model developed for the pilot study area

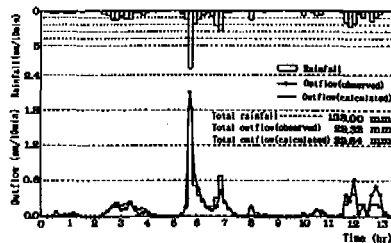


Fig.8 Comparison of observed and calculated outflow

4.1 Simplified model to estimate trench infiltration rate and incorporation to basin-scale model

The rate of infiltration from a trench is affected by soil hydraulic properties, and $k-\phi$ relations, initial soil wetness and water stage in the trench. Effects of these factors on the infiltration rate estimation were examined through close inspection of observed data from field models in the pilot study area and with numerical experiments using Richards' equation (Okamura et al.,1990). As a result, the following form of equation is proposed for the calculation of the infiltration rate of trenches.

$$Q = K_o (a H + b + c d H / d t) \quad (5)$$

where, Q :infiltration rate per unit length(ml/cm/s), K_o :saturated hydraulic conductivity(cm/s), H :water stage measured from the bottom of trench(cm), a, b, c : coefficients related to soil retention characteristics and initial wetness.

A basin-scale model for the pilot study area in ATH is constructed as shown in Fig.7, incorporating the above mentioned simplified model. One infiltration connection box is replaced by a trench with a length of 1m, and permeable pavement is treated as permeable area. In this case, K_o is 3×10^{-3} cm/s, and values of a, b and c are 2.77, 77.11 and 11.08 respectively.

Fig.8 shows a comparison of observed outflow from the pilot area and the calculated outflow using the above model, indicating fairly good agreement.

4.2 Effects of flood-runoff reduction for unusual storm

As shown in section 2.2, observations show a high effectiveness of the stormwater infiltration system. However, a problem is the effectiveness for unusual storms which are yet to be observed in the study areas.

In order to make this Problem clear, the performance of the infiltration system in ATH is examined using 5 centered-peak design storms corresponding to 10, 30, 50, 70, 100 year return periods, in the basin model described at the previous section.

Fig.9(a) shows the percentage of runoff at the peak rainfall. From the figure it can be seen that the effect of peak run-off reduction to be high for low intensity rains such as those with 10 and 30 year return periods, but diminishing for high intensity rainfalls. Fig.9(b) shows the total runoff volume as a percentage of total precipitation. The reduction of the runoff volume is quite effective for all design storms. This indicates the infiltration system to be very effective if used in conjunction with other detention measures. It is important to note that the reduced runoff volume is infiltrated recharging the groundwater.

5. CONCLUDING REMARKS

The model described in this work deals mainly with the estimation of flood reduction effects of infiltration systems. On the other hand, it is important to estimate quantitatively the ability of recharging groundwater and improving low flow in rivers. In this respect we should extend the ongoing research to distributed modelling of the entire urban hydrological cycle.

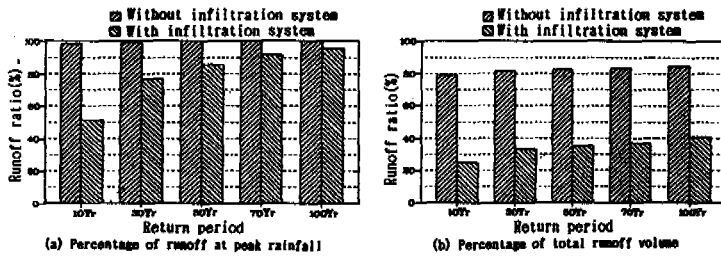


Fig. 9 Comparison in flood runoff reduction effects between areas with and without infiltration system

REFERENCES

- Herath, S. and K. Musiaki (1987) Analysis of infiltration facility Performance based on in-situ permeability tests : Proc. 4th Intl. Conf. on Urban Storm Drainage, Lausanne, 61-66pp. Minagawa, K. (1990) The stormwater infiltration system in housing complexes and the follow-up survey : Proc. 5th Intl. Conf. on Urban Storm Drainage, Osaka, 771-776pp. Mualem, Y. (1976) A catalogue of the hydraulic properties of unsaturated soils : TECHNION, Israel Institute of Technology. Res. project 442. Musiaki, K. and Herath, S. (1987) A simplified method for estimating infiltration from trenches : Proc. 42th Annu. Conf. JSCE, Vol.2, 188-189pp. Okamura, J. and Musiaki, K. (1990) A practical model for estimating infiltration rate from trenches : Proc. 45th Annu. Conf. JSCE, Vol.2, 168-169pp.

ESQUEMA PRELIMINAR DE OBRAS MENORES EN LA EXPLOTACION DE PEQUEÑAS CUENCAS CON FINES AGRICOLAS

Pascual Cuellar G., Empresa Nacional de Proyectos Agropecuarios Av. de Independencia km 1 1/2, Cerro, La Habana, Cuba.

RESUMEN

Cuando se planifica el desarrollo agrícola de un territorio, con el propósito de beneficiar a pequeñas y medianas áreas, o para impulsar planes de interés colectivo, se debe tomar en cuenta una localización estratégica de las fuentes de abasto para los sistemas de riego y la explotación de pequeñas cuencas, considerando que puede resultar más económico disponer de varios embalses pequeños situados convenientemente, antes que servirse de grandes fuentes de abasto, cuya explotación suponga costos altos en instalaciones y energía

En el trabajo se describe un método práctico para confeccionar Esquemas Preliminares de Obras Menores, a partir de la utilización de pequeños embalses, ubicados en cuencas no mayores de 30 km² de área, en arroyos intermitentes o no, pero que permitan encontrar una relación escurrimiento medio-capacidad de embalse cercana a la unidad. De esta manera se consigue obtener gastos de diseño relativamente pequeños y por tanto el empleo de aliviaderos sencillos y poco costosos.

Asimismo se describe el tratamiento hidrológico de estas cuencas, donde generalmente no existen observaciones suficientes y se desconoce el comportamiento de las escorrentías y los gastos máximos originados por tormentas severas.

I.- INTRODUCCION

Un esquema preliminar de obras menores se dirige, fundamentalmente, al conocimiento del potencial hidráulico con que cuenta un territorio, para su explotación mediante micropresas de bajo costo y poca complejidad constructiva. El área de las cuencas se limita a 30 km² con el propósito de conseguir un grado de regulación del escurrimiento que oscile entre el 75% y el 95%. Esto permite además trabajar con gastos de diseño lo suficientemente pequeños como para elegir aliviaderos empastados, fáciles de construir y de costo reducido.

En Cuba se ha demostrado la importancia económica que reviste la explotación de los recursos hídricos de las pequeñas cuencas, por cuanto así se dispone del agua necesaria en aquellas zonas donde traerla de los grandes embalses encarece notablemente los proyectos de riego. Con un adecuado programa de construcción de micropresas se puede beneficiar a pequeñas áreas de cultivo y ganaderas, mediante la regulación de pequeños ríos y arroyos intermitentes, ubicados en cuencas pequeñas dentro o muy cerca de la zona agrícola.

II.- DEFINICIONES

II.1.- Potencial Hidráulico

El potencial hidráulico total es el escurrimiento de todos los ríos y la suma de todas las reservas subterráneas, calculadas para un año medio, con independencia de que dichas aguas puedan ser explotadas o no. El potencial hidráulico aprovechable es aquella parte del total susceptible de ser regulado por medio de embalses, excluyéndose las aguas con una salinización superior a 1 g/l.

En Cuba se le llama micropresa a un embalse cuyo volumen es igual o menor que 3 millones de metros cúbicos; su cortina tiene una altura máxima de 15 metros y el gasto de diseño del aliviadero no excede los 100 metros cúbicos por segundo. La micropresa tiene además, como premisa fundamental, que la relación entre su volumen y el volumen del escurrimiento medio sea un valor cercano a la unidad, esto es, V_t/W_o .

Como principio, las micropresas se construyen en cuencas menores de 30 km².

III ESQUEMA PRELIMINAR

Consiste en hacer un estudio de los recursos hídricos de la zona donde se precisa la construcción de una o varias micropresas, con el objetivo de beneficiar áreas agrícolas.

El trabajo se realiza sobre un mapa topográfico a escala 1:50 000 Consta de dos partes fundamentales: los cálculos hidrológicos y los principales parámetros hidráulicos de los embalses.

III.1.- Cáculos Hidrológicos

Los elementos más importantes en los estudios hidrológicos son: los escurrimientos que pueden esperarse en un punto determinado de una cuenca, los gastos máximos y los volúmenes de avenidas, pues de su magnitud depende el aprovechamiento que pueda hacerse de los mismos.

Escurrecimientos

Cuando no se tienen datos se recomienda utilizar, para la determinación de los escurrecimientos medios anuales, el método propuesto por el ingeniero cubano J.L. Batista, que se ajusta a las condiciones de Cuba y cuyos datos de partida son:

-Precipitación media anual (P0).

-Altura media de la cuenca (Hm).

Con estos datos iniciales, utilizando las figuras 1 y 2 se buscan los elementos U1 y U2, y se calcula U0 por la fórmula:

$$U_0(Y_0) = -(t \cdot 0.714 U_1(P_0) + 0.244 U_2(H_m)) \quad (\text{Batista, J.L., 1974})$$

Para determinar la lámina de escurrecimiento medio anual (Y0) en ríos no cársicos de corriente permanente se utiliza la figura 3. Para ríos intermitentes no cársicos se utiliza la figura 4.

El valor del volumen de escurrecimiento medio anual se obtiene por la expresión:

$$W_0 = Y_0 \cdot A_c \cdot 10^3$$

donde:

W0 Es el volumen de escurrecimiento medio anual, en m³

Y0 Es la lámina de escurrecimiento medio anual, en mm

Ac. Es el área de la cuenca receptora, en km²

El volumen de escurrecimiento para el año medio seco (75% de probabilidad) se calcula por la fórmula:

$$W_{75} = W_0 \cdot K_{75}$$

donde:

W75 Es el volumen de escurrecimiento para el 75% de probabilidad

K75 Es el modulo de Foster Ribkin para el Cv calculado

GASTOS MAXIMOS

Existen diferentes fórmulas para calcular los gastos máximos, que se basan fundamentalmente en las condiciones climáticas y fisiográficas de la región en estudio. La más empleada en Cuba, para cuencas pequeñas, es la conocida como la fórmula racional".

donde:

Q máx1% Es el gasto máximo, en m³/seg.

C Es el coeficiente de escurrecimiento, en cuencas pequeñas, en Cuba, varía entre 0.5 y 0.65.

i Es la intensidad de las precipitaciones, en mm/min

A Es el área de la cuenca, en km².

Los gastos máximos para otras probabilidades se calculan empleando la expresión $Q_p = K_p \cdot Q_{\text{máx1\%}}$, siendo los coeficientes de paso los siguientes:

$$K_{0.1\%} = 2.03 \quad K_{0.5\%} = 1.31$$

$$K_{3.0\%} = 0.71 \quad K_{5.0\%} = 0.50 \quad K_{10\%} = 0.43$$

Volumenes De Avenidas

Para calcular el volumen de la avenida máxima del 1% de probabilidad se emplea la siguiente relación empírica:

$$W_{1\%} = 90 \cdot T_c \cdot Q_{1\%}$$

donde:

W1% Es el volumen de avenida al 1% de probabilidad, en m³. Q1% Es el gasto al 1% de probabilidad, en m³/seg.

Tc Es el tiempo de concentración de la avenida, calculado por la fórmula de California, en minutos.

Para la determinación del volumen de avenida de distintas probabilidades, se utiliza la relación $Wp = Kp W1\%$, siendo los coeficiente de paso (Kp) los siguientes:

K 0.1% = 2.180 K 0.5% = 1.23

K 3.0% = 0.72 K 5.0% = 0.60 K 10% = 0.50

III.3 PRINCIPALES PARAMETROS HIDRAULICOS

Los parámetros hidráulicos que se calculan a nivel de esquemas son los siguientes: -Ubicación

-Área de la cuenca receptora

-Área del espejo en el nivel de aguas normales del embalse

-Altura máxima del agua

-Longitud de la cortina

-Volumen del embalse

-Movimiento de tierra en el terraplén

-Relación agua tierra -Entrega

La ubicación de la micropresa se realiza sobre el mapa teniendo en cuenta el tamaño de la cuenca y eligiendo una curva de nivel cuya diferencia máxima con la cota del fondo del río sea de 13 m. El área de la cuenca y la superficie que encierra la curva que se toma como nivel de aguas normales del embalse se miden con bastante precisión utilizando un planímetro. La unidad de área es el kilómetro cuadrado.

La altura máxima aproximada del agua es la diferencia, en metros, entre el fondo del río y la curva de nivel de aguas normales.

El volumen de agua aproximada que almacena la micropresa en estudio se calcula multiplicando el área del embalse por el factor de profundidad, que no es más que la profundidad media del agua, en metros.

El volumen de tierra aproximado necesario para la construcción de la cortina se calcula, a nivel de esquema, por las fórmulas:

$$M_t = [1.46 * H^2 + 2.67 * H] * L, \quad (\text{Espino, J. M., 1972})$$

Cuando el perfil por el eje de la cortina tiene forma de "U", y

$$M_t = [0.91 * H^2 + 2 * H] * L, \quad (\text{Espino, J.M., 1972})$$

si el perfil tiene forma de "V".

Los elementos de las fórmulas son:

Mt movimiento de tierra en la cortina, en m

L longitud de la cortina, en metros, que se obtiene midiéndola directamente a escala sobre el mapa

H altura máxima de la cortina, en metros, igual a la altura máxima del agua más dos metros

El coeficiente específico o relación agua tierra, es relación entre el volumen total almacenado y el movimiento tierra necesario para construir la cortina. Mientras mayor este coeficiente más factible y económica será la obra. El agua que el embalse es capaz de suministrar o entregar, asume del siguiente modo:

- Si el volumen total embalsado es menor que el escurrimiento del año medio, pero mayor que el del año medio seco (75% de probabilidad), la entrega mínima que se puede esperar es igual al volumen del embalse. En este caso las pérdidas totales son asumidas por la diferencia entre el escurrimiento y el volumen total de la micropresa.

- Si el volumen total almacenado es mayor que el escurrimiento de año medio seco, entonces la entrega será, por lo menos, igual al volumen del escurrimiento del año medio seco. Las pérdidas totales son asumidas por la diferencia entre los dos escurrimientos.

Canales empastados como aliviaderos

La concepción del aliviadero empastado se vincula estrechamente con la regulación de la cuenca, la capacidad de retención que tiene el embalse y la transformación de la avenida que resulta de esta retención. Pueden ser de dos tipos: aliviadero natural y aliviaderos empastados artificialmente.

Los primeros son cauces naturales empastados donde con poca o ninguna excavación pueden ser evacuados los gastos de excedencias y los segundos son aquellos donde se hace necesario excavar un canal y luego recubrirlo con hierba, para poder evacuar con seguridad los vertimientos. La sección de control de estos aliviaderos es un murete o zapata de hormigón, cuya función es estabilizar la lámina vertiente. Tiene un ancho que varía entre 0.40 y 0.50 metros y la profundidad está en dependencia de la calidad de la cimentación.

Gasto Transformado

El proyecto del aliviadero requiere, como primer paso el estudio del tránsito de la avenida por el embalse. Se asume que el agua en el embalse se encuentra en el nivel de aguas normales (NAN). El volumen de la avenida al entrar en el embalse es retenido por este, produciéndose una altura de retención o tirante por encima del NAN. A la vez este volumen va siendo evacuado por el aliviadero, esto se conoce con el nombre de efecto regulador del embalse o transformación de la avenida.

Al caudal que pasa por el aliviadero al producirse la avenida de diseño se le denomina gasto transformado o gasto máximo de vertimiento y se halla por la fórmula de D.G.Kocherin:

$$Q_t = Q_{\text{máx}} * (1 - V/W)$$

donde:

Q_t Es el gasto transformado, en m³/seg.

$Q_{\text{máx}}$ Es el gasto máximo calculado en el estudio hidrológico, en m³/seg.

V Es el volumen de retención entre el nivel de aguas normales y el nivel de aguas máximas, en m³.

W Es el volumen de la avenida que corresponde al gasto máximo considerado.

CONCLUSIONES

El margen de error global que se ha observado en Cuba para el Esquema Preliminar de Obras Menores, está alrededor de +(15-20)%, lo cual se considera aceptable, sobre todo si se compara con la utilidad que se deriva de la información obtenida a partir de éste.

Cuando se decida pasar a la etapa de Esquema Precicado, en escala 1:10 000, los datos del Esquema Preliminar resultan muy valiosos y facilitan la estrategia y secuencia de los proyectos a ejecutar.

La información amplia sobre el potencial hidráulico aprovechable de un territorio, el conocimiento del número de embalses que es posible construir y su vinculación con los futuros usuarios proporcionan un elemento de peso en la toma de decisiones sobre el desarrollo de la zona.

El Esquema Preliminar de Obras Menores se confecciona en un período de tiempo corto y en su elaboración participan no más de tres especialistas. Esta razón, de repercusión económica, reafirma las ventajas y utilidad de estos esquemas.

BIBLIOGRAFIA

Batista , J . L . , (1974)

El escurrimiento medio anual de los ríos de Cuba. Cuba Voluntad Hidráulica (31), 23-28 pp. Batista, J. L., (1976)

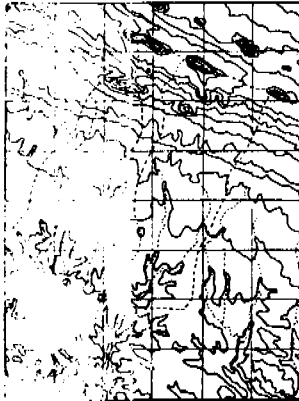
Gastos máximos en cuencas pequeñas. Cuba. Voluntad Hidráulica (40), 51-54 pp.

Cuéllar, P., E. Cortés, J. Nodarse. (1989). Esquemas Preliminar de Obras Menores de la Provincia de Sanct Spíritus. La Habana, Cuba : ENPA. Hernández, M., M. E. Hernández. (1988).

Esquemas Preliminares en las Micropresas. La Habana Cuba. Instituto de Proyectos Azucareros., 12-17 pp. Trimiño, E., (1988)

Aliviaderos Empastados. La Micropresa. La Habana, Cuba. Ministerio del Azúcar., 127-153 pp. Chow, V., T., (1969)

Open Channel Hydraulics, La Habana, Cuba. Instituto del libro., 184-188 pp. ** No page found **



	W15	v	H	Mt	A/T	E	
1	2.0	0.9	0.54	12.5	65375	13	0.54
2	3.72	0.96	0.8	12	43200	18	0.81
3	5.1	1.05	0.98	10	23000	30	0.98
4	6.52	1.39	1.84	15	184500	12	1.82

- Ac = Área de la cota
- W15 = Escurrimiento medio
- v = Escurrimiento al 75% de probabilidad
- V = Volumen total del escurrimiento
- H = Altura máxima de la cota
- Mt = Movimiento de tierra
- A/T = Relación de área
- E = Energía de impacto

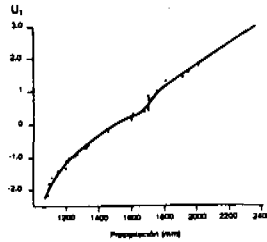


Fig. 1 Relación entre precipitación media anual (P) y su variable normalizada (U1).

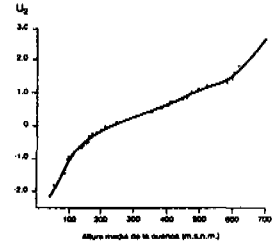


Fig. 2 Relación entre la altura media (Hm) y su variable normalizada (U2).

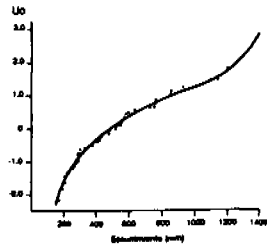


Fig. 3 Relación entre lámina de escurrimiento (Y) y su variable normalizada (U0).

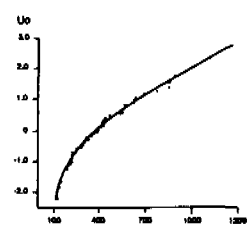


Fig. 4 Relación entre lámina de escurrimiento (Y) y su variable normalizada (U0) para ríos que no tienen escurrimiento permanente.

TOWARD EFFICIENT WATER QUALITY MANAGEMENT IN AN URBANIZED RIVER BASIN: THE CASE OF GREEN BAY, WISCONSIN

Harold J. Day, University of Wisconsin-Green Bay Blair T. Bower, Conservation Foundation, Washington Department of Natural and Applied Sciences University of Wisconsin-Green Bay Green Bay, Wisconsin 543-700

ABSTRACT

Past and present activities to achieve more efficient water use in terms of water quality management of the Fox River and Lower Green Bay are described. Reference is made to approaches used in past river basin planning in the U.S. by federal agencies. A framework for cost effective analysis for water quality management is presented. Historical and current activities in the Fox River watershed and in lower Green Bay are described, in terms of improving water quality in some respects and in terms of remaining water problems. The application of a cost effective approach to these remaining problems has been proposed.

INTRODUCTION

An opportunity to demonstrate cost-effective planning to seek efficient water quality management in an urbanized river basin with severe water quality problems exists with respect to Green Bay, Wisconsin. The approach, based on time-tested planning procedures used for decades in multipurpose river basin planning by various U.S. federal agencies, e.g., Corps of Engineers, Bureau of Reclamation, Soil Conservation Service, has not been generally used to develop information for water quality management decisions. Since the passage of Public Law 92-50 (Water Pollution Control Act Amendments of 1972), decisions for improving ambient water quality have generally been based on regulatory standards, with little concern for cost effectiveness, within a category of dischargers or among categories of dischargers. For example, most publicly owned treatment works (POTWs), regardless of location, have been required to operate at secondary or higher level of removal. Between about 1974 and 1980, 25% - 45% of the capital cost of additions to the POTWs was subsidized, primarily by the federal government. Tax breaks for installation of "pollution control" equipment (end-of-pipe), and less than market rates of interest (through industrial revenue bonds) were provided to private sector activities. The federal grants have essentially been phased out; some states are developing revolving loan funds for capital investments by municipalities and related governmental entities.

Today, at the beginning of the 1990s, the understanding of the nature and the sources of water quality problems is substantially different than it was two decades ago. At that time, discharges of organic materials, measured as biochemical oxygen demand (BODS), total suspended solids (TSS), and in some areas nitrates and phosphates were considered to be the major materials resulting in degradation of water quality. Point sources, i.e., direct discharges from municipalities, industrial activities, resorts, were designated as the primary sources, even though it was well known that in many areas of the United States, discharges from nonpoint sources--urban and nonurban--were the primary sources of adverse water quality conditions. (See Luken, et al, 1976.) Knowledge was lacking concerning: the accumulation of toxics in sediments; the effects of toxics on various species; the bioaccumulation phenomenon in the aquatic food chain by which the concentration of certain chemicals in the body mass of older predator fish and in many fish eating birds can increase to as much as 100,000 times the concentration in the water column; the transport of materials over long distances into water bodies via the atmosphere.

The different nature of water quality problems in 1991 has resulted in changes in citizen and institutional responses. Twenty years ago, the general perception in society was that "some one else", usually industrial activities and municipalities, had produced the water quality problems; accordingly, it was their responsibility to "clean up" those problems. Both federal and state governments responded with sizeable grant programs for POTWs and discharge reduction requirements for industrial point sources. Today, most affected institutions and informed citizens know that water quality problems are more complex, and that all segments of, and activities in, society contribute to those problems.

Today, the different financial milieu in the U.S., compared to twenty years ago, has stimulated---and requires---a more active local citizen participation in water quality management. With the cost of improving water quality increasing having to be shouldered by states and local communities, this increased interest is logical. The initiative to improve water quality

in complex water bodies, such as the Great Lakes, Chesapeake Bay, and Puget Sound, includes significant citizen participation. However, the crux of the problem remains the same: what level of quality is to be achieved and maintained, how, and who will pay the costs. Or, what is the least cost means for achieving desired water quality goals.

EFFICIENCY IN AN URBANIZED RIVER BASIN: THE CONCEPTUAL FRAMEWORK

Increased efficiency in water quality management to achieve societal goals in a complex, urbanized river basin can be achieved through the integration of economics, technology, ecology, and institutions in identifying and analyzing management alternatives. This integrating effort is the key to obtaining a cost effective mix of actions to reach whatever discharge reduction goal or ambient water quality goal (set of water quality indicator values) is chosen. Cost effectiveness is defined as the least cost set of activities required to achieve a specified objective. That objective may be specified in terms of concentrations in the water column, concentrations in sediments, concentrations in fish species and/or fish eating birds, or in terms of some "desired state" of the aquatic ecosystem. The last is shown in Figure 1 for Green Bay.

The following are the minimal steps in a framework for a cost-effective analysis, as described in Bower (1991) and Task Committee on Management of Large Water Bodies (1991).

- 1) Identify the specific water quality problems in the area, and specify alternative levels of improved water quality for those locations.
- 2) Project the levels and spatial pattern of activities in the region for selected time horizons, e.g., $T + 10$ years, $T + 20$ years, where T = base year.
- 3) Estimate the types, magnitudes, and time patterns of discharges from the activities identified in 2) under one or more sets of assumptions about technological changes, factor prices, environmental controls.
- 4) Estimate the resulting water quality -water column, sediments, and species if possible---as a result of the pattern of discharges estimated in 3).
- 5) Estimate the possible reductions in discharges of the materials of interest from each of the major dischargers, the costs of those reductions, and the effects of those reductions on water quality at the problem locations, e.g., cost per unit of improvement in water quality at location 2 by reduction in TSS discharge of 40% by activity i at location j . [Note: Typically there can be several possible levels of discharge reduction of a given material by a given source.]
- 6) Rank the discharge reduction options according to the estimates in 5).
- 7) Select the least cost sequence of discharge reduction options to achieve a specified water quality level, i.e., begin with the least cost option and add options in order of cost effectiveness until the desired level of water quality is achieved.

The first major study of water quality management in a complex, highly urbanized industrial area to use a cost-effective approach was the Delaware Estuary Comprehensive Study in the 1960s, described in Kneese and Bower (1968). [The region involved a population of about 5 million at the time, with major urban centers of Philadelphia, Trenton, Camden, and Wilmington, major steel mills, chemical plants, paper mills, fossil-fuel power plants, petroleum refineries, several dozen large wastewater treatment plants.] An even more sophisticated study of the Delaware estuary area, in the context of multi-media management, used linear programming to find the cost effective set of measures to achieve different levels of water quality. (See Spofford, et al., 1976.) **

THE GREEN BAY OPPORTUNITY

The opportunity exists to apply the cost effective approach to the Green Bay, Wisconsin, urban-agricultural river basin. The opportunity exists as a result of a series of water pollution abatement events during the past twenty years. The highlights these events are presented following a brief description of the area.

Description of the area

The city of Green Bay, Wisconsin is located at the mouth of the Fox River where it enters Green Bay, the largest fresh water estuary in the world. The bay, 135 miles long and 20 miles wide on the average, is located midway along the west shore of Lake Michigan. The Fox River, with a drainage basin of about 6000 square miles and an annual mean flow of approximately 5000 cubic feet per second, is the largest tributary entering Lake Michigan. The river basin is divided into two distinct segments by Lake Winnebago, as shown in Figure 2. Lake Winnebago receives the runoff from about 90% of the basin, which area is largely agricultural and forested land. Downstream of Lake Winnebago, along the 39 mile reach to Green Bay, is an heavily industrialized region. It is the site of the largest concentration of pulp and paper mills in the world. A major reason for the concentration of industrial activities is the provision of a well regulated water supply at numerous desirable shoreline sites where dams were easily built to harness the latent hydropower. (The dams have subsequently exacerbated certain water quality problems.)

Water pollution abatement highlights

Lower Green Bay, adjacent to the city of Green Bay, is the site of a major fish spawning and fishing area, where for many years commercial and sport fishing thrived. Urban and industrial expansion during the 1950s and 1960s lead to a significant decline in water quality, and thence in the fishery in the lower bay. Following the passage of the Water Pollution Control Act Amendments of 1972, public and private activities made capital investments totalling about \$400 million to reduce discharges, plus associated annual operation and maintenance expenditures. As a result, the fishery began to recover. Today, a world class fishery in walleye pike exists in the lower Fox River during the spawning season.

However, by 1985 all concerned parties realized that water problems still existed. High levels of toxics had been found in the pike and in other species, including water fowl. Turbidity was still so high at times that swimming was not recommended. The problems were identified as being associated with: discharges of soil particles, nutrients, and toxics from nonpoint ** No page found ** sources; past discharges of PCBs which had deposited in sediments in the lower river and in the lower bay and subsequently become resuspended; and discharges of ammonia from point sources.

Certain discharge reduction measures were evaluated, authorized for implementation, and were being implemented by 1990, in relation to nonpoint sources of suspended sediment and nutrients, and in relation to a major point source of ammonia. A nonpoint source discharge reduction program is in progress in the East River watershed, the tributary near the mouth of the Fox River, which tributary contributes 20% of the sediment and nutrient load to the bay. A \$70 million expansion is underway at the Green Bay Metropolitan Sewerage District wastewater treatment plant to reduce ammonia discharges.

With the above efforts in progress, the community does not expect

the desired level of water quality, as depicted in Figure 1, to be achieved. The once famous swimming beach on the shore of the lower bay, Bay Beach Park, is not scheduled to reopen. Contaminated fish and malformed fish-eating birds are likely still to be present. In fact, there is insufficient information to indicate what levels of discharge reduction of what materials, including in-place sediments, will be necessary to achieve the "desired state". A major data collection and analysis effort has been undertaken, and is underway, to try to answer that question.

Assuming that the question of what reductions of materials into the bay are necessary to achieve desired water quality levels can be answered, the basic problem then is to determine the least cost set of measures to achieve those reductions. A nonprofit corporation, Waters of Green Bay Tomorrow, has been formed to lead in organizing and directing the effort to apply cost-effective analysis. Successful application of such an approach to Green Bay would contribute to more efficient management of water resources, in the Green Bay area and elsewhere.

REFERENCES

Bower, B.T. (1991) Purposes and Approach of the Proposed Analysis Team (Analysis for Water Quality Management of Lower Green Bay), Report prepared for Green Bay Metropolitan Sewerage District

Harris, H.J., Sager, P.E., Yarbrough, C.J. and Day, H.J. (1987) Evolution of Water Resources Management: A Laurentian Great Lakes Study. New York: The International Journal of Environmental Studies, Vol. 29, No. 1, pp. 53-70

Kneese, A.V. and Bower, B.T. (1968) Managing Water Quality. Baltimore: Johns Hopkins University Press

Luken, R.A., Basta, D.J., and Pechan, E.H. (1976) The National Residuals Discharge Inventory. Washington: Study Committee on Water Quality Policy, Environmental Studies Board Commission on Natural Resources, National Research Council

Spofford, W.O., Jr., Russell, C.S., and Kelly, R.A. (1976) Environmental Quality Management/an application to the Lower Delaware Valley. Washington, D.C.: Research Paper R-1, Resources for the Future

Task Committee on Management of Large Water Bodies (1981) Management of Large Water Bodies. Report by Task Committee on Management of Large Water Bodies, Water Resources Planning and Management Division, American Society of Civil Engineers (unpublished)

Figure 1. Desired Future State of Lower Green Bay

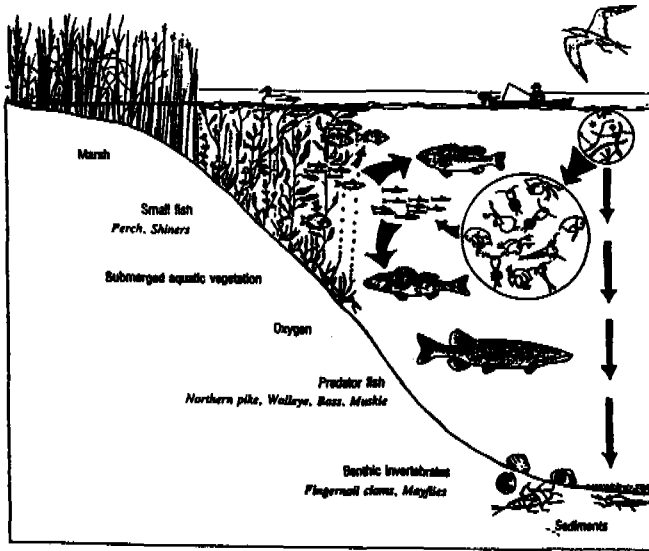
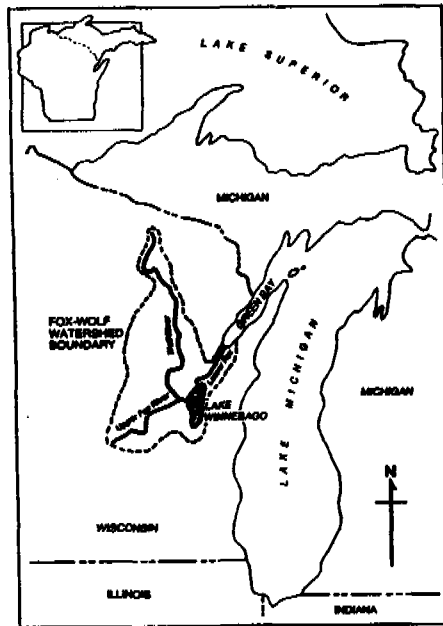


Figure 2. Location of Fox-Wolf Watershed in relation to Green Bay, Lake Michigan, and the State of Wisconsin



Source: Harris, et al. (1987)

EFFICIENT WATER USE BY COMBINING CONSUMPTION RESERVOIRS AND ENERGY MICROGENERATION EVEN IN CASE OF NON PERENNIAL DISCHARGES

Yves ZECH, Catholic University of Louvain Department of Civil Engineering Place du levant, 1, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgium

ABSTRACT

The aim of the paper is to show the interest of combining a mini- or microhydro powerplant with an existing or planned dam reservoir devoted to water supply.

Such a scheme is classical for great reservoirs, where hydro- power may benefit from the discharge regularization due to the dam. However for low-volume dams holding back a small part of the rainy season water in case of non perennial rivers, the hydropower is rarely taken into consideration.

The proposed scheme consists of replacing the thermic energy generation by microhydro power during rainy season.

If the barrage already exists for consumption water and if the electrification also is completed for thermic generation, the cost of the project is only the construction and the maintenance of the turbines and generators.

An example in the Popular Republic of Benin (Africa) is detailed in the paper.

INTRODUCTION

Often, sahelian and subsahelian regions in Africa present a relatively weak density of population. They are generally confronted to a double challenge concerning their development.

Indeed, they combine an essential problem of lack of water for agriculture and human consumption with a shortage in energy resources. Towns and villages are rather isolated, far from transmission line networks and also far from easy roads for coal or fuel transportation needed for replacing local combustibles disappearing progressively due to desertification.

In fact, in semi-arid regions, annual water volume is often sufficient but unequally distributed during a year : the construction of a storage reservoir may supply sufficient water during the dry season. Such a storage plant is expensive and isolated regions are often poorly sustained by international financial support. However it is not unusual that only a small part of the rainy season flow is needed for supplying the dry season demand. In this case, most of the precious water is lost through the spillways of the reservoir dam. This water in excess may contribute to energy generation subject to a few conditions.

This application is not frequent, because of the idea that hydropower generation with temporary flow is not profitable due to high cost of investments. However, most of the needed equipment is already provided by the water storage works :

- The dam built for the reservoir may serve to create the needed water head;
- Transmission lines already exist supplying energy from the local thermal powerplant to the pumping station : these may be used in the opposite direction for leading eventual hydropower to the consumption center.

Now, if electricity is already generated and distributed for instance with classic fuel plant, the only new investment needed for substituting partially hydropower is the powerhouse and its turbines and generators.

Due to the fact that structure and equipment cost is shared between water supply and energy generation and that transmission and distribution plant already exists, the hydropower substituted for a part of the thermal power during the rainy season may save important amount of money.

An example applied to the city of Parakou, second town of Benin (Western Africa) will demonstrate the possibilities of such an idea.

ELECTRICITY SUPPLY IN BENIN

The Popular Republic of Benin (figure 1) counts 4,840,000 inhabitants (1990) with a population growth of 3.7 % corresponding to a doubling time of 19 years. The Gross National Product was 327 US\$ per capita, with only 0.2 % annual growth.

Electricity consumption was 37 kWh per inhabitant in 1987, corresponding only to 20 % of the energy demand. Electricity is used above all for industrial purpose, due to important delay in domestic electrification : only 8 % of the population

was supplied in electricity in 1982. The most part of electricity is generated by hydropower of foreign origin : the plants of Akosombo (Ghana) and Nangbeto (Togo) supply more than 95 % of the demand. !

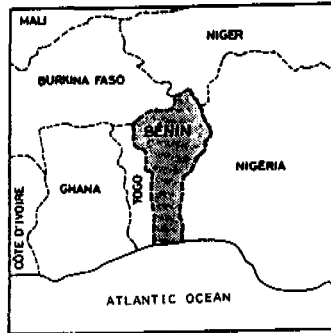


Figure 1

While the town of the southern provinces (figure 2) are supplied by interconnection lines from those plants, in the North, the situation is difficult. Only four cities are effectively fitted out with fuel plants (figure 2 and table 1). Table 2 gives the available statistics for the two greatest cities of the northern part and table 3 the costs for electricity production in the northern provinces (Tractionel Electro bel Engineering, 1985).

Table 1

City	Total installed power (kVA)	Generators (kVA)
PARAKOU	3375	3 x 1125
NATITINGOU	1080	3 x 300 + 2 x 90
DJOUGOU	280	2 x 140
KANDI	280	2 x 140

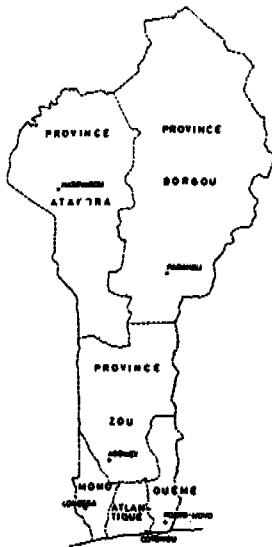


Figure 3

Table 2

		May-June 1984		
City	Installed power	Used power		Consumption
		Maxi kW	Mini kW	
PARAKOU	3375	1600	250	668.20
NATITINGOU	1080	308	75	113.2

Table 3 (100 FCFA = 0.40 US\$)

1985 April-June	Production	Total cost	Unit cost	Specific consumption
	10 ³ kWh	10 ³ FCFA	FCFA/kWh	£ fuel/kWh
Prov. Zou	1322	77679	58,75	0,397
Prov. Borgou	2043	107205	52,46	0,280
Prov. Atakora	323	26544	82,06	0,456

If we consider that a cost above 40 FCFA/kWh (0.16 US\$) is not more acceptable, we can observe that the situation is unsatisfactory in the three northern provinces. The reason is a very high specific consumption due to poor regulation and unstable consumption structure, and also to the high cost of the fuel there are little local resources and transportation is difficult (partly unpaved roads and limited railway network).

POSSIBILITY OF HYDROGENERATION

The map of figures 3 represents the towns of the central and northern part of Benin where two conditions prevail:

- Electrification either exists or is planned in the next future;
- Those towns are not too far from a river where construction of hydropower plant could be envisaged.

However, as represented in figure 4, the hydrological data are not favorable. The rivers are relatively small and not permanent. Precipitations are rather abundant (till more than 1000 mm/year) but concentrated in five or six months. Net hydrographs of figure 4 show that more than six months are lost for the runoff.

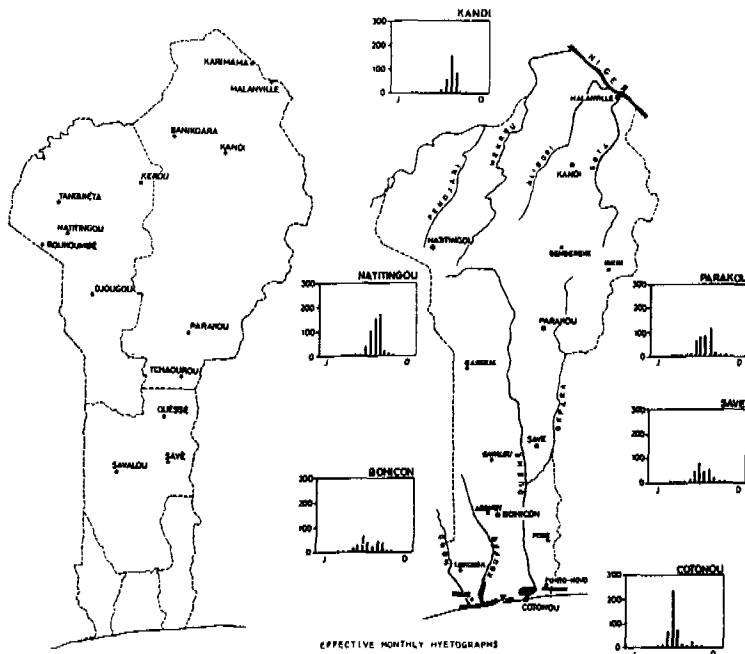


Figure 3

Figure 4

Under such conditions, hydropower is rarely taken into consideration. However, as mentioned above, if multi purpose plants may be planned, hydropower considered as a substitution energy during the rainy season (which is also the most difficult season for fuel transportation) may be profitable.

Seven cities from those represented in figure 3 are concerned by such a possibility. Among them, the most representative is Parakou.

EXAMPLE OF PARAKOU

Parakou is the second town of Benin : its population is about 80,000 inhabitants (60,000 in 1979). In 1985 the production was 7489 MWh (4713 for low-voltage), for 1990, a consumption of 16,000 MWh was expected.

At Nanon (15 km from Parakou), a dam was built for water supply (figure 5). The corresponding watershed presents the following characteristics :

- Area : 2,067 km²
- Mean elevation : 295 m
- Average annual precipitation : 1250 mm/year
- Average annual discharge 400,000,000 m³/year
- Net precipitation : 355 mm/year (computed from potential evapotranspiration)

- Average dry season length (discharge less than $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$, which is the water consumption of the city) : 202 days
 - Probable maximum dry season length for a return period of 50 years: 270(lognormal distribution)...278days (Gumbel)
- Those values are derived from available partial data (only two years are completely measured : 1961, rather dry, and 1962, rather wet).

The dam of figure 5 creates a reservoir of $9,000,000 \text{ m}^3$ and a water level rise of about 7.5 m according to the natural water profile.

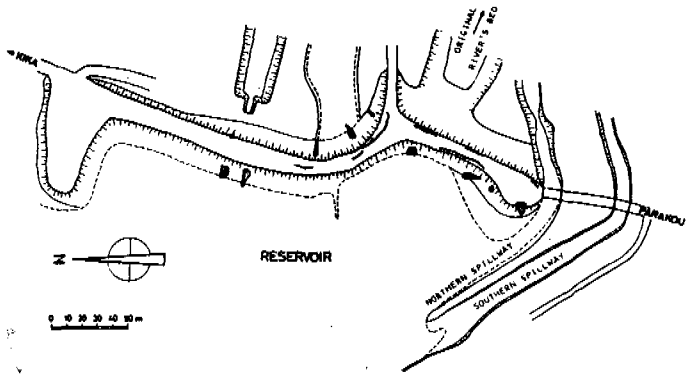


Figure 5

The productibility of an eventual hydropower plant is computed in table 4 with several combinations of turbines. It was

assumed a fictitious discharge distribution from the mean between 1961 (dry) and 1962 (wet). The range of usable discharge is considered between 2 and $10 \text{ m}^3/\text{s}$. It may be observed that the optimal productibility corresponds to a system of two turbines, each of 200 kW, the first one acting during 146 days a year while the other one may be operated during only 99 days. For this combination the cost of production of one kWh may be derived taking into account the cost of investment and the sinking fund factor depending on the time of amortization. The cost of powerhouse (15,000 kFCFA) and electromechanical equipment (120,000 kFCFA) is increased by administration (10%) studies (6%) and unexpected (10%) charges ~ Annual maintenance represents 10% for the lines and 1.5% for the other items ~

It may be observed that the marginal cost of 22 FCFA/kWh is very lower than for the fuel plant (52.5 FCFA/kWh for the province of Borgou). All kWh from hydropower is thus a bargain for the community. Table 6 gives the net present value of the project, for an interest rate of 9%. The profitability is evident, even without taking into account a probable price escalation. The internal rate of return is 15.8%

CONCLUSION

The above example shows that, in semi arid regions with non permanent rivers, micro or minihydro systems may be envisaged profitably as a partial substitute for thermal generation, where a dam already exists for water supply.

REFERENCES

Tractionel Electrobél Engineering (1985)

Etude d'identification des sites potentiels pour petites centrales hydroélectriques au Bénin et au Togo ~ Bénin Banque Ouest Africaine de Développement, Lomé U. N. D. P. World Bank (1984)

Etude d'inventaire des ressources hydroélectriques potentielles du Togo et du Bénin et plan directeur du développement de la production et du transport, Report B "Etude du marché de l'énergie" - Vol-3 Bénin Warnick C. C. et al (1984)

Hydropower Engineering. Prentice-Hall, 326 pp

Table 4

Discharge m/s	Number of days of exceedance			Productibility MWh/year (Head H = 7.50 m, Efficiency $\eta = 0.68$)								
				P = 100 kW	200 kW	100 kW x 2	300 kW	150 kW x 2	400 kW	200 kW x 2	500 kW	
	1961	1962	Mean	Q = 2 m/s	4 m/s	2 m/s x 2	6 m/s	3 m/s x 2	8 m/s	4 m/s x 2	10 m/s	
0	169	194	181.5									
1	152	194	175									
2	142	191	166.5	400		400						
3	135	186	160.5					578				
4	121	171	146		701	351		915	417		701	
6	106	150	127							951	476	
8	73	125	99									955
10	52	107	79.5									
15	38	98	68									
20	29	82	55.5									
				400	701	751	915	1035	951	1177		955

Table 5

Annual amortization	Amort. time	Total cost kFCFA	Sinking fund factor	Annual cost kFCFA	Marginal cost kFCFA/kWh
Dam adaptation	50	40000	0.0912	3649	
Civil & machinery	30	183100	0.0973	17822	
Transformer & lines	30	10000	0.0973	973	
Maintenance				3447	
Total		233100		25891	22.00

Table 6

Hydroelectric project of Sanna-Panabou										
Productibility (MWh/ann)		1177		Interest rate : 9 %						
Fuel spec. Consumption (L/kWh)		0.280		Benefit-cost ratio :		1.350				
Fuel unit cost (FCFA/L)		131		Capital rate-of-return :		0.190				
Maintenance saving (FCFA/kWh)		2		Internal rate-of-return :		0.158				
Year	Present Value Factor	Investment cost Nominal kFCFA	Present kFCFA	Operating costs Nominal kFCFA	Present kFCFA	Total cost Nominal kFCFA	Present kFCFA	Total benefit Nominal kFCFA	Present kFCFA	Result kFCFA
1	0.917	111530	102339	0	0	111530	102339	0	0	-102339
2	0.842	121530	102306	0	0	121530	102306	0	0	-102306
3	0.772	0	0	2647	2641	2647	2641	45526	35155	32493
4	0.708	0	0	2647	2642	2647	2642	45526	32252	29810
5	0.650	0	0	2647	2240	2647	2240	45526	29589	27349
6	0.596	0	0	2647	2035	2647	2035	45526	27146	25091
7	0.547	0	0	2647	1885	2647	1885	45526	24904	23019
8	0.502	0	0	2647	1730	2647	1730	45526	22848	21118
9	0.460	0	0	2647	1587	2647	1587	45526	20962	19375
10	0.422	0	0	2647	1456	2647	1456	45526	19231	17775
11	0.388	0	0	2647	1236	2647	1236	45526	17643	16307
12	0.356	0	0	2647	1225	2647	1225	45526	16186	14961
13	0.326	0	0	2647	1124	2647	1124	45526	14850	13726
14	0.299	0	0	2647	1031	2647	1031	45526	13626	12592
15	0.275	0	0	2647	948	2647	948	45526	12499	11553
16	0.252	0	0	2647	866	2647	866	45526	11467	10599
17	0.231	-124550	-28780	2647	796	-121104	-27984	45526	10520	38504
Total	8.344	108950	175863	51698	23383	160248	199244	682895	308875	109626

HACIA UN USO EFICIENTE DEL AGUA EN EL VALLE DE VILLA DE REYES-JARAL DE BERRIOS, EN LOS ESTADOS DE SAN LUIS POTOSI Y GUANAJUATO

H. Marcela Ascencio Fernández. Fideicomiso de Riesgo Compartido. León Guzmán No. 475 Col. Alamitos. San Luis Potosí, S.L.P.

El valle denominado Jaral de Berrios-Villa de Reyes, ubicado en la porción central de la República Mexicana al suroeste y noreste de los estados de San Luis Potosí y Guanajuato respectivamente, está convertido en una de las regiones agrícolas mas importantes de la zona central del país, por su gran importancia en cultivos forrajeros, establecimientos pecuarios y la presencia de plantas generadoras de energía y productoras de papel periódico principalmente, esto motiva que en forma ineludible deba darse una solución al uso del recurso hidráulico basado en un uso eficiente de el, que permita que los productores de esta región puedan seguir prosperando y además que las industrias cuya materia prima es también el mismo recurso, continúen estables dado que a todas luces son estrategias para el desarrollo nacional.

INTRODUCCION

En la parte central de México, las grandes explotaciones agrícolas no son comunes si se les compara con los grandes proyectos ubicados en estados eminentemente agrícolas, tales como Sonora (en su planicie costera), Guanajuato en su porción Sur, Tamaulipas en su parte Norte, etc., es por ello que las áreas agrícolas que tienen posibilidades de aportar una producción que colaboren a hacer autosuficiente a los estados ubicados en esta porción del país, que convierten en proyectos estratégicos en los que no se pueden dejar que su actividad económica decaiga: este es el caso del Valle de Jaral de Berrios-Villa de Reyes, que por su ubicación geográfica, económicamente se encuentra ligado a la actividad productiva del estado de San Luis Potosí, por su cercanía con su capital y la lejanía relativa que guarda con la capital del estado de Guanajuato.

Su importancia se basa en la superficie agrícola con que cuenta en la infraestructura hidráulica de riego, que ha sido construída en su planicie, en la actividad pecuaria que se ha desarrollado y por estar ubicadas en el dos industrias estratégicas para el país.

Al estar basada su supervivencia económica en la extracción de agua subterránea de su subsuelo, recurso que hasta ahora se utiliza sin el control adecuado para asegurar su permanencia, se hace obligatorio hacerle llegar los apoyos institucionales y técnicos para que pueda ser utilizado su recurso vital en forma eficiente.

OBJETIVO DEL TRABAJO

Ante los antecedentes decritos, se pretende señalar las causas que poco a poco están colaborando para que ésta zona económicamente importante para la región y sobre todo para San Luis Potosí, vaya disminuyendo en su participación en la actividad agrícola del estado que a los que se dedican la gran mayoría de sus habitantes, aunque es cierto la actividad pecuaria que se desarrolla en la zona, sobre todo lo que corresponde a la lechería ha avanzado no puede ser tomado en cuenta por ser muy pocos los ganaderos prosperos asentados en la zona, por tanto lo señalamos así como también, las industrias destintadoras de papel y productoras de energía eléctrica que aunque ocuparon una gran cantidad de mano de obra, poco a poco la han ido rechazando, teniendo que salir el trabajador de la zona a buscar empleo en el área industrial de San Luis Potosí. Todos estos elementos son analizados para hacer elk llamado urgente para que Jaral de Berrios-Villa de Reyes sea atendido como se merece y se convierta en el polo de desarrollo que está llamado a ser por todos los recursos con que cuenta.

DESCRIPCION DE LA ZONA

Localización

Este valle está ubicado en la porción central de la República Mexicana, en la parte noreste del Estado de Guanajuato y Suroeste del estado de San Luis Potosí, quedando limitado en el norte por el paralelo 25o.50' y en el sur por el paralelo 21o.07' de latitud norte.

La cuenca que subyace a este valle se extiende desde Puerto Sandoval, localizado al sur de Jaral de Berrios, en el estado de Guanajuato, hasta el poblado denominado La Pila en el estado de San Luis Potosí, misma que está ubicada en el graben denominado Villa de Reyes.

COMUNICACIONES

El Valle cumple para ser estratégico desde el punto de vista económico, por tener todo tipo de comunicaciones tal como lo muestra el plano anexo.

CLIMA

Su clima es seco estepario, con un coeficiente de $P/T=22.9$, con régimen de lluvias en verano: por lo menos 10 veces mayor cantidad de lluvia en el mes más húmedo de la mitad caliente del año que en el más seco, un porcentaje de lluvias invernal entre 5 y 10.2 de la totalidad anual: semicálido con invierno fresco: temperatura media anual entre 12 y 18 o. c., con una precipitación media anual de 400 mm.

GRABEN DE VILLA DE REYES

Es un valle tectónico hundido, limitado por fallas normales aserradas y relleno por el miembro inferior de la riolita panalillo y por materiales de acarreo. Su rumbo general es de N40oE, moviéndose hacia el N10o E en su extremo norte. Su límite sur está cerca de la ciudad de León, Guanajuato y al norte está limitado con la ciudad de San Luis Potosí, se continúa con el graben pestillos. S ulongitud es de 260 kilómetros con un ancho de 14 km.

Fué formado en el oligoceno entre la emisión de la ignimbrita cantera y la riolita panalillo. Hacia su extremo N.E. tienen dos pequeños grabens de rumbo N 50o perpendiculares a la estructura principal denominadas fosas enramadas y paso blanco.

MORFOLOGIA

Este valle ha sido rellenado de sedimentos aluviales, flujos de cenizas y algunos depósitos lacustres con espesores de 50 a 250 MT., el relieve del valle es un promedio de 1800 MSNM en el norte, de 2050 MSNM en la zona de San Felipe en el Estado de Guanajuato al Sur, por lo tanto se manifiesta una diferencia de 430 MT., inclinándose hacia el norte, normalmente está formado por lomeríos, manifestándose únicamente un escalón en la parte suroeste en el sitio denominado Puerto de Sandoval en donde aparece un escalón que lo emerge en más menos 200 metros.

CONDICIONES GEOHIDROLOGICAS

Se conoce la existencia de 508 aprovechamientos hidráulicos subterráneos, correspondiendo a 343 pozos, 158 norias, 6 manantiales y una galería filtrante. Estos aprovechamientos se utilizan 453 en la agricultura, 26 en agua potable, 28 en

uso industrial y 3 en el uso de abrevadero de ganado. El agua es extraída de profundidades que varían de 30 a 80 MT, los caudales extraídos oscilan entre 6 y 60 litros por segundo, su calidad es buena, para cualquier uso ya que su contenido de sólidos totales disueltos se encuentra entre 100 y 500 partes por millón. El acuífero se ve sometido a un bombeo que en su conjunto asciende a 128 millones de M3 anuales, de los cuales 116 millones son utilizados en la agricultura y el resto en la actividad industrial y doméstica de acuerdo a datos de las instituciones relacionadas con el caso, la recarga que recibe el acuífero es de 103 millones de M3 anuales, cantidad que es menor a la extracción y que ha provocado un fenómeno de disminución en los niveles de bombeo, que han llegado ya en algunas partes del valle, por ejemplo en las cercanías de Jaral de Berrios de hasta 17 metros de profundidad adicional al nivel de bombeo que se tenía hace 11 años y en las inmediaciones de Villa de Reyes.

El sector agropecuario base de la economía de la región, presenta una estructura basada en la parte agrícola por cultivos como la alfalfa y el frijol como productos que están sembrados y que se siembran en el ciclo primavera-verano respectivamente, acompañados de otros de no menos importancia, pero sembrados en menos superficie como son el: chile, maíz, tomate y durazno como otro perene y en otoño-invierno la avena y cebada, en la parte pecuaria, la especie bovina, es la que más se presenta sobre todo la producción de leche.

En la parte industrial, las industrias ubicadas en el valle, son la termoeléctrica denominada Villa de Reyes, de la Comisión Federal de Electricidad y la planta destintadora de papel, localizada en el mismo municipio, las que a la fecha ya están en plena producción y cada vez tecnifican más para utilizar menos agua, sin que dejen de ser los mayores consumidores por unidad de producción.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las características geológicas del valle nos demuestran que es una cuenca clásica para contener un acuífero capaz de proveer volúmenes necesarios para apoyar sin problema la actividad industrial que ya se está realizando en el valle, sin embargo se ha dejado obtener la información básica para llevar un buen control del acuífero, como es la toma de datos de evolución de los niveles estáticos, así como de los de bombeo, el muestreo de la calidad del agua que se está extrayendo, ya que con la profundización de algunos pozos pudiera ser posible que algunos elementos de la calidad del agua pudiesen tener algún aumento en sus valores en detrimento de su calidad. Por otra parte es necesario no perder de vista que en un acuífero sobreexplotado siempre debe de tenerse una campaña de medición de volúmenes extraídos, utilizando cualquier método para medirla, además con el incremento en el valor de la energía eléctrica impuesta por la institución encargada de suministrarla se vuelve urgente tener una verificación periódica de la eficiencia que tienen los equipos de bombeo con el objeto de bajar el consumo de energía eléctrica, si a esto le sumamos que los cultivos que actualmente se tienen en la zona, tienen una demanda grande de volúmenes de agua y que además los sistemas de riego no todos tienen el grado de tecnificación que permita en este renglón ahorrar agua, hacen que de seguir esta situación el recurso que ya tiene un déficit al comparar las cifras entre lo que se extrae del acuífero y lo que le llega como recarga, lo que está manifestándose como el descenso en los niveles de bombeo ya mencionados que provocan que tarde que temprano se tenga necesidad de aumentar la columna de bombeo o su equipo bajará su gasto con los impactos en la producción que se tienen al tener menos agua y si se coloca mayor columna se puede presentar un mayor consumo de energía eléctrica, si el equipo de bombeo no está diseñado para ello. En suma que la problemática en el valle obliga a plantear una estrategia que lleve a obtener un uso eficiente del agua, en favor de la economía de sus habitantes.

PROPUESTA DE SOLUCION

En primer lugar, la organización regional para atender por parte de las dos entidades federativas es primordial sino bajo un solo mando negociado entre ambos gobernadores, si un solo programa de atención a toda la cuenca que permita llevar a cabo acciones que mejoren en su conjunto a toda la economía del valle por supuesto con un seguimiento permanente y evaluación secuenciadas, para el cumplimiento obligatorio de las metas que se programen, las acciones que se deben llevar a cabo a nuestro juicio son las siguientes:

- 1) Actualizar nuevamente las características de la infraestructura con que cuenta el valle.
- 2) Continuar ininterrumpidamente la campaña de toma de datos, piezométricos de toma de muestras de agua, pruebas de bombeo, de geología de detalle en las zonas de recarga definidas.

3) Determinación del plano agroecológico, mediante la determinación con base en la información climática disponible, edáfica y topográfica de las unidades de suelo, fases físicas, texturas y pendientes para así codificar la aptitud del cultivo para cada condición del valle.

4) Determinar la actividad pecuaria más apropiada para la región.

5) Definición de aquellos tipos de bombeo que necesitan mejorar su eficiencia, para consumir energía eléctrica.

6) Selección de los sistemas de riego más adecuados.

7) Control de las extracciones al acuífero para obligar a tener un equilibrio entre estas y la recarga.

8) Organización de los productores del sector social, buscándoles que sin darles puedan capitalizarse e incorporarse de lleno a la producción.

9) Obligar a las industrias ubicadas en el área a buscar sin descanso nuevos métodos para ahorrar agua en su proceso productivo.

19) Capacitar a los productores en las técnicas de manejo del agua para que se tenga un ahorro verdadero del recurso.

Consideramos que si eslabonamos esta cadena, tomando las decisiones adecuadas y obligamos a los productores a proteger sus recursos, obviamente respetando su forma de hacer las cosas, pero utilizando todas las herramientas de asistencia técnica que se conocen podemos salvar el Valle de Berrios-Villa de Reyes y lograr un uso eficiente de su recurso más importante: El Agua.

REFERENCIAS

Martínez Ruiz U J: (1987) Geohidrología del Area San Bartolo de Berrio, Mpio. San Felipe Guanajuato, Cuenca de Villa de Reyes.

G. Labarthe H. (1983) Estudio Geohidrológico de la Hoja Melchor, Edos. San Luis Potosí y Guanajuato.

Tristán González M. (1986), Estratigrafía y tectónica del Graben de Villa de Reyes, en los Estados de San Luis Potosí y Guanajuato.

Martínez Ruiz U J. (1983), Presente y Futuro de la Cuenca Geohidrológica de Villa de Reyes.

UTILIZACION DE SIFONES PARA ESTACIONES DE BOMBEO EN PRESAS PEQUEÑAS.

Luis A. Noda R., Empresa Nacional de Proyectos Agropecuarios Av. Independencia, Km 1 1/2, Cerro, Ciudad de La Habana, Cuba.

RESUMEN

En algunas presas pequeñas que han sido construidas en Cuba, el diámetro de la obra de toma es insuficiente para el gasto que se debe extraer y que será conducido al sistema mediante un canal o por el conjunto Estación de Bombeo-Tuberías, lo que implica que la operación de estas micropresas sea ineficiente.

En este trabajo, se presenta una solución al problema, mediante la aplicación de sifones hidráulicos, en embalses cuya diferencia entre los niveles mínimo y normales de agua es menor a los 9 metros de carga, y además se muestran posibles variantes de vinculación de la succión de las bombas con el sifón, brindando así un método sencillo y económico para la reutilización de micropresas con bajas capacidades de explotación.

I.-INTRODUCCION.

El desarrollo de la agricultura en Cuba, a partir de los años 60, requería un incremento de las fuentes de agua disponibles, para lo cual se emprendió la construcción de embalses. Una buena parte de estos no superan los 15 metros de altura en la cortina.

En función de este parámetro y del volumen almacenado se clasifican en presas o micropresas.

Log cambios en la política agraria, implicaron modificaciones en los padrones de cultivos, en las superficies y técnicas de riego, lo anterior propicio la necesidad de incrementar 10B gastos de extracción de los embalses, lo mas común es que estos últimos se extraigan a través de las obras de toma y se conduzcan al sistema por medio de Estaciones de Bombeo acopladas a un canal o tuberías de conducción; cuando se presenta este caso, el diámetro del desagüe de la obra de toma es insuficiente.

II.-SOLUCION MEDIANTE EL EMPLEO DE SIFONES.

El sifón obra hidráulica, bien conocida y aplicada, incluso como aliviadero en embalses, resulta la variante que mejor y más económicamente soluciona el problema del gasto insuficiente de explotación. Dependiendo de la altura de la cortina y de las condiciones topográficas del lugar, el sifón puede pasar a través o por encima del terraplén de ésta, los costos y excavaciones que esto implica son mínimos.

II.1-PARÁMETROS PARA EL DISEÑO.

Una vez que se ha definido el volumen adicional que habrá de extraerse, la decisión implica el diseño de un sifón que cubra este déficit o bien que sustituya en su totalidad a la obra de toma, para el cálculo de esta obra hidráulica se hace necesario recopilar información que en la mayoría de los casos es de fácil obtención. Es evidente que cuando el sifón maneja solamente el volumen adicional, su diámetro es menor y por ende su costo.

Para garantizar la entrega, la toma del sifón debe quedar sumergida por debajo del Nivel de Aguas Mínimas, a partir de la cual se recomienda su instalación. La cota topográfica del sitio, define el valor de la presión atmosférica, de la cual depende la altura máxima del sifón desde el nivel de agua hasta la garganta. De la temperatura del agua dependerá la tensión de vapor que se considerara en los cálculos de la cavitación. La topografía aguas abajo del embalse incidirá en la magnitud de la obra de descarga del sifón y en la carga hidráulica del mismo.

II.2- CALCULO HIDRAULICO.

En el cálculo hidráulico se pueden presentar 2 casos, en función de la descarga. Si se realiza en depósito se calcula de esta manera:

$$Q = \left[\frac{Z_0 * g * \pi^2 * D^4}{8 * (1 + f * L / D + EK)} \right]^{1/2} \dots (1)$$

donde:

Q gasto, en m³/seg
Z₀ diferencia de altura entre los niveles de agua en la toma y el depósito de salida, en metros
g aceleración de la gravedad, en m/seg²
D diámetro interior del sifón, en metros
L longitud total del sifón, en metros
K coeficientes de pérdidas locales

Cuando la descarga del sifón requiere de una presión mayor a la atmosférica, la determinación de gasto se obtiene...

$$Q = \left[\frac{(Z_0 - P_2/\tau) * g * \pi^2 * D^4}{8 * (1 + f * L/D + \Sigma K)} \right]^{1/2} \dots (2)$$

donde:

P_2/τ presión que se desea en el extremo del sifón. Una vez determinado el gasto, se calcula la carga de presión necesaria en el último codo de la garganta en la corona del sifón, mediante la siguiente ecuación:

$$P_1/\tau = Z_0 - 8 / (g * \pi^2 * D^4) * Q^2 (1 + f * L/D + \Sigma K) \dots (3)$$

donde:

P_1/τ presión relativa, en metros

La presión obtenida se transforma en absoluta y se compara con la tensión de vapor del agua a la temperatura de trabajo, debiéndose cumplir que la primera sea mayor a la suma de la última más una reserva, de este modo evitamos la presencia de la cavitación, que puede afectar la estabilidad de la obra.

II.2.1 FUNDAMENTO TEORICO.

Las fórmulas (1),(2) y (3) han sido determinadas a partir de la ecuación de la conservación y transformación de la energía (Daniel Bernoulli) entre los diferentes puntos para los dos casos. En las figuras 1 y 2 pueden apreciarse dichos esquemas. Se debe considerar que el plano de referencia siempre va en el sentido aguas abajo, por tanto, el cálculo de la presión en la corona del sifón y la diferencia de altura entre este y el nivel de agua en el embalse son de signo negativo.

III. VARIANTES DE ACOPLAMIENTO SIFON-ESTACION DE BOMBEO.

En el caso en que sea necesario la utilización de una Estación de Bombeo para conducir el agua hasta el sistema de presentan tres variantes de unión entre el sifón y esta, las cuales dependen de las estructuras de acoplamiento.

III.1 VARIANTE DE ACOUPLE DIRECTO, No 1.

Cuando el sifón descarga en una cota inferior a la obtenida de la resta de Z_0 a la cota del nivel de agua en la toma, se puede acoplar al mismo las tuberías de succión de las bombas, considerando que P_2/τ debe ser lo suficientemente grande como para suplir las pérdidas de carga en los accesorios de estas tuberías. La solución es muy conveniente cuando la topografía del lugar de ubicación de la estación permita que la cota del piso de la sala de máquinas sea la del nivel del terreno. Si debido a la configuración del lugar y la cota del eje del sifón al final, el mismo queda por debajo del terreno, puede analizarse el aprovechamiento de la carga de succión de las bombas, para que la sala de máquinas sea superficial o poco enterrada cuando estas sean de tipo horizontal, de esta forma se disminuyen los costos de construcción comparados con los de tipo semi-enterrada. En la figura número 3 se ilustra una Estación de Bombeo de tipo superficial acoplada directamente al sifón en su descarga.

III.2 VARIANTE DE DESCARGA EN DEPOSITO, No 2.

Cuando la estructura de descarga del sifón alimenta un depósito abierto, se puede operar de manera independiente con la Estación de Bombeo. Las condiciones topográficas en el lugar y el desnivel, desde la superficie del agua en el depósito hasta el terreno, provocan que la Estación, sea de tipo superficial con bombas horizontales o bien semienterrada con verticales y sumergibles; en este último caso se elimina el equipamiento de vacío para el cebado. La figura número 4 presenta el primero de estos casos.

III.3 VARIANTES DE DESCARGAS EN DEPOSITO CON TANQUE DE OSCILACION, No 3.

En similar situación topográfica al caso anterior, pero con una diferencia entre el nivel del agua del depósito y el terreno, tal que permita la instalación de bombas horizontales, el depósito deberá ser cerrado con una abertura para instalar un tubo de equilibrio, con lo anterior es posible solucionar en parte las desventajas de la variante número dos.

El tubo de equilibrio funciona como vaso comunicante entre el embalse y el depósito, sirviendo a su vez de regulador de los gastos de extracción por las bombas y el circulante por el sifón, independientemente de los niveles de agua existentes en la presa pequeña. El tubo debe tener una altura superior a la del Nivel de Aguas Máximas para evitar con esto el rebosamiento. En la figura número 5 puede verse una representación de esta variante.

IV. FUNCIONAMIENTO DEL SIFON.

Dependerá de su estructura terminal, pero en todos los casos necesitará de un equipamiento para la ceba y el mantenimiento de la presión de vacío, el equipo compacto de vacío es hasta el momento la mejor opción, siendo la utilización de este la principal diferencia con los aliviaderos de tipo sifón, pues con este se evita las oscilaciones de presión y las vibraciones que caracterizan a los últimos, y que podrían afectar la estructura y estabilidad de los taludes de la cortina.

Cuando la Estación de Bombeo comienza a funcionar, una vez cebado el sifón, el gasto de circulación será el de bombeo en las variantes uno y tres. En esta última, como el tubo de equilibrio sirve de vaso comunicante, los niveles en el depósito y en el embalse serán iguales, momentos antes de iniciar el bombeo, por lo que las condiciones para operar el sifón no están dadas, la diferencia de niveles, se logrará paulatinamente cuando vaya disminuyendo el nivel en el depósito por el accionamiento de las bombas.

Por lo que hace a la variante número dos, el gasto de circulación por el sifón aumentará a medida que sea mayor el nivel de agua en el embalse, por el aumento de Z_0 , y es independiente del gasto bombeado por lo que se puede producir desbordamientos en el depósito y presentarse el peligro de cavitación al aumentar las pérdidas de carga. Lo anterior se resuelve con un mecanismo de regulación que cree pérdidas hidráulicas de una magnitud similar al aumento de nivel y que mantenga 1

hidráulica del sifón en el valor necesario, la válvula que se coloca aguas abajo puede servir para este fin.

Habrá de tenerse cuidado en el cebado del sifón cuando se encuentre vacío y los niveles en la micropresa sean superiores al mínimo en cualquiera de las variantes, pues el mayor valor de Z_0 puede ocasionar alguno de los problemas antes señalados.

V. CONCLUSIONES.

1. El empleo del sifón es una alternativa eficiente para incrementar los gastos de extracción de las micropresas sin necesidad de vaciarlas y afectar a sus usuarios, logrando a su vez incrementar la explotación de estos embalses sin incurrir en realizar grandes inversiones.
2. Los volúmenes de entrega a los usuarios no se ven afectados por el sifón. Las estructuras de conducción, aumentan su eficiencia.
3. Ante cualquier situación topográfica aguas abajo del embalse y de equipamiento de la Estación de Bombeo, se puede realizar una entrega segura a los usuarios.

VI. BIBLIOGRAFIA

- Karassik, I et al (1976), Manual de Bombas, Editorial McGraw-Hill
- Xing, H. W. (1964), Manual de Hidráulica, Edición Revolucionaria, 4 Edición, La Habana.
- Mayol, J. M. (1983), Tuberías, Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, 2 Tomos.
- Perez Franco, D. (1985), Introducción al Estudio de los Sistemas de Tuberías, Ediciones Ministerio de Educación Superior, La Habana.
- Perez Franco, D. (1987), La Cavitación y la Succión Posible de las Bombas Rotodinámicas, Ediciones I.S.P.J.A.E., La Habana.
- Streeter, V. L. (1970), Mecánica de los Fluidos, Editorial Ciencia y Técnica, La Habana.
- I.S.B.R (1970), Proyecto de Pequeñas Presas, Editorial Dossat, Madrid.

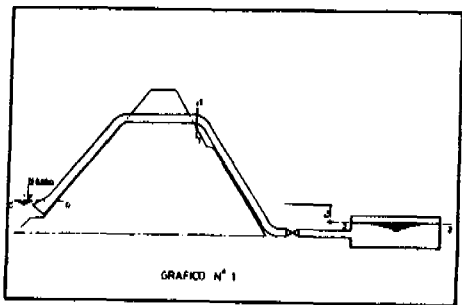


GRAFICO N° 1

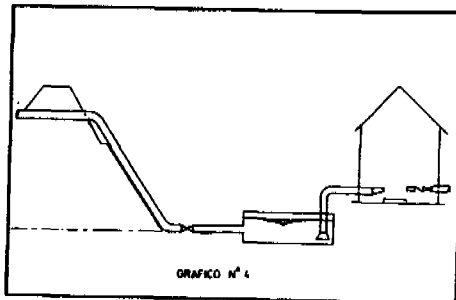


GRAFICO N° 4

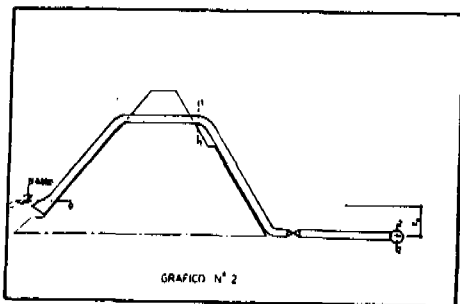


GRAFICO N° 2

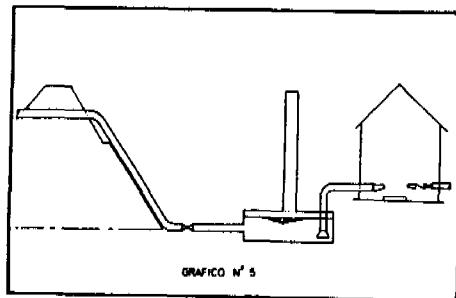


GRAFICO N° 5

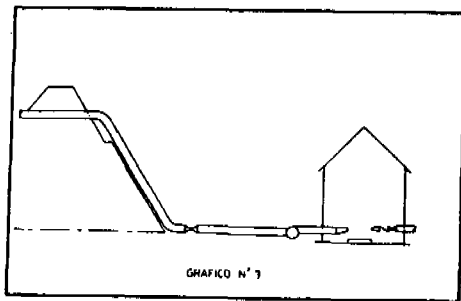


GRAFICO N° 3

ANALISIS DE FACTIBILIDAD DE TRES PROYECTOS DE REUSO DE AGUAS JABONOSAS

Jorge Carlos Saavedra Shimidzu, José Raúl Millán López, Comisión Nacional del Agua, Cerrada de Sánchez Azcona 1723-10 piso Col. del Valle, México, D.F. C.P. 03100

RESUMEN

Ante la creciente problemática para abastecer de agua potable a las ciudades, con frecuencia se plantea el uso de las aguas jabonosas provenientes del uso doméstico y comercial, como una opción para hacer un uso más eficiente del agua.

Para tener bases más objetivas sobre la conveniencia del uso de estas aguas sin y con tratamiento y sus costos, se realizó el estudio de aprovechamiento de las aguas provenientes de un club deportivo, una unidad habitacional y de las descargas de la lavandería de un hospital. En este trabajo se presentan sus resultados.

De la caracterización de la calidad de dichas aguas se puede afirmar que debido al alto contenido de grasas, aceites, sólidos suspendidos y contaminantes bacteriológicos, no es recomendable su uso sin tratamiento.

Los costos de tratamiento físico-químico para usar las aguas jabonosas en el riego de áreas verdes básicamente, fueron \$ 1,844 para el deportivo, \$6,136 para la unidad habitacional y más de 7,000 para la lavandería, que de acuerdo a las tarifas de agua potable del Distrito Federal sólo el primer proyecto se podría considerar como factible.

1. INTRODUCCION

La problemática en el suministro de agua potable a las ciudades se ha venido incrementando año con año. Las fuentes de abastecimiento, cada vez más lejanas, tienen un costo muy alto de aprovisionamiento, además de los impactos regionales que se ocasiona en la disponibilidad del agua.

Ante esta situación, se ha venido planteado la opción de aprovechar las aguas jabonosas residuales de origen doméstico y comercial e incluso se han dado casos que a manera de experimento, se hayan efectuado adecuaciones en las instalaciones sanitarias de domicilios particulares para utilizarlas.

Las aguas residuales llamadas "jabonosas" son aquellas con altos contenidos de jabón y detergente provenientes del lavado de ropa, el aseo personal, la limpieza del hogar y el lavado de trastes. Además de las descargas domésticas, otros productores de aguas jabonosas son las lavanderías de ropa, baños de deportivos y públicos, lavado de autos y ciertas industrias, entre otros. Casi todos estos desechos contienen detergentes sintéticos no biodegradables, los cuales generalmente incluyen en su composición agentes espumantes que impiden la oxigenación de los cuerpos de agua. Otros componentes importantes de estos desechos son partículas orgánicas y grasas. Cabe mencionar que actualmente en México no existen normas o reglamentos respecto a la captación, tratamiento y reuso de las aguas jabonosas.

Para tener bases objetivas sobre la conveniencia del uso de estas aguas sin y con tratamiento y sus costos, se realizó el estudio de aprovechamiento de las aguas jabonosas provenientes de una unidad habitacional, un club deportivo y de las descargas de la lavandería de un hospital, en la Cd. de México (Ref. 1).

El deportivo seleccionado fue el Centro Deportivo de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, ubicado en Av. Santa Ana sin número y Canal Nacional; respecto a la unidad habitacional se eligió la del Pedregal-IMAN, ubicada en Av. Imán; y respecto a la lavandería se seleccionó la Planta de Lavado Norte del IMSS, ubicada en la Av. de los Cien Metros s/n.

2. CARACTERIZACION DE LAS AGUAS JABONOSAS

Debido a la importancia de conocer las características del agua residual, ya que mediante ellas se determina el contenido de contaminantes que es una de las bases para definir las necesidades de tratamiento, se procedió a levantar muestras para su análisis de cada uno de los sitios seleccionados.

Como antecedente del análisis de aguas residuales domésticas, en la Tabla 1 se muestra las composiciones típicas del agua residual doméstica según los resultados de Metcalf and Eddy 1979 (Ref.2), así como los resultados obtenidos de la caracterización de los tres sitios seleccionados en el estudio realizado.

Para el centro deportivo de la SARH, el agua residual jabonosa analizada, procedió de una línea de tubería de la sección de baños, que capta las aguas jabonosas generadas por el uso de 88 regaderas y 32 lavabos. Los resultados de la caracterización de los contaminantes, corresponden a una composición típica de agua residual doméstica clasificada entre media y débil de acuerdo a Metcalf and Eddy (Ref. 2).

TABLA 1: COMPOSICION TIPICA DEL AGUA RESIDUAL DOMESTICA SEGUN LOS RESULTADOS DE METCALF AND EDDY
Y DE LA CARACTERIZACION DE LAS AGUAS JABONOSAS EN LOS TRES SITIOS SELECCIONADOS.

PARAMETRO	UNIDADES	FUERTE	MEDIA	DEBIL	DEPORTIVO	U.HABITAC.	LAVANDERIA
Temperatura	C				30	33	45.6
pH		8.5	7.0	6.5	6.5	7	9.5
Oxigeno disuelto	mg/l				4.1	4.9	--
Conductividad	umohs/cm				702.3	690	2,750
Sólidos							
totales totales	mg/l	1,200	700	350	621.3	644	--
totales fijos	mg/l	525	300	145	416.0	404	--
totales volátiles	mg/l	325	200	105	205.3	240	--
suspendidos totales	mg/l	350	200	100	40.0	44	2,572
suspendidos fijos	mg/l	75	50	30	6.7	4	--
suspendidos volátiles	mg/l	275	150	70	33.3	40	--
disueltos totales	mg/l				581.3	600	124
disueltos fijos	mg/l				409.3	400	--
disueltos volátiles	mg/l				172.0	200	--
sedimentables	mg/l	20	10	5	0.1	1.5	3.5
Turbiedad	UTJ				175.7	--	650
Color	UC				3.2	3	--
DBO5	mg/l	300	200	100	106.0	198.6	--
DQO	mg/l	1,000	500	250	309.3	656.4	1,011
Alcalinidad total	mg/l	200	100	50	244.7	202	676
Dureza total	mg/l				166.7	230	190
Cloruros	mg/l	100	50	30	60.6	110	175
Sulfatos	mg/l				98.7	24	180
Nitrógeno amoniacal	mg/l				1.5	5.8	--
Nitrógeno orgánico	mg/l	35	15	8	3.3	10.3	--
Nitrógeno total	mg/l	85	40	20	4.8	--	35.8
SAAM	mg/l	3	1.5	0.5	3.1	1.4	30.0
N-Nitritos	mg/l	0	0	0	0.0086	0.012	--
N-Nitratos	mg/l	0	0	0	< 0.1	< 0.1	--
Fosfatos como P	mg/l	20	10	6	1.3	1.6	--
Fosfatos totales	mg/l				--	--	2,025
Coliformes totales	Col/1000ml				694,600	336,000	123,000
Coliformes fecales	Col/1000ml				199,666	212,000	18,000

Respecto a la unidad habitacional, las muestras de agua residual jabonosa de los 40 departamentos existentes se obtuvo aprovechando líneas de tubería que captan y conducen las aguas jabonosas de lavabos y regaderas a una planta de tratamiento existente que no esté funcionando. De acuerdo a los resultados obtenidos se puede decir que este tipo de agua tiene semejanza con una agua residual doméstica del tipo medio.

Finalmente, para la Planta de Lavado Norte del IMSS, el agua residual jabonosa se obtuvo de las descargas de 12 lavadoras que se utilizan para lavar 24 toneladas de ropa. Los resultados obtenidos de los análisis físico-químicos y biológicos, muestran características de mayor concentración, y cuya semejanza corresponde a una agua residual típica clasificada como de media a fuerte.

3. CALIDAD DEL AGUA REQUERIDA PARA DIVERSOS USOS

Las aguas que son destinadas para satisfacer las necesidades domésticas de la población, así como las utilizadas para el riego de áreas verdes, la recreación, la industria, etc., necesitan cumplir con ciertos requisitos respecto al contenido de sustancias y organismos presentes en ellos, de tal forma que garanticen su manejo confiable y sin riesgos para la salud de quien esté en contacto con ellas y sin detrimento de las instalaciones y equipos de las actividades que la demanden. En la Tabla 2 se presentan los usos potenciales y criterios que sancionan la calidad físico-química y biológica del agua residual tratada, según la USEPAA (Ref. 3).

Con base en los resultados obtenidos en la caracterización y en la información referente a criterios de calidad del agua para diversos usos, se concluye que este tipo de aguas residuales no pueden reusarse sin un tratamiento previo para fines de uso municipal de agua no potable, como son: riego de áreas verdes, lavado de vialidades y en tomas contra incendios; ni para fines industriales ni agrícolas, ya que existe un alto riesgo para la salud pública, pudiendo causar enfermedades gastrointestinales e infecciones en la piel por el alto contenido de microorganismos y sustancias químicas.

Así mismo el uso de agua jabonosa sin tratar en instalaciones sanitarias puede provocar un acelerado deterioro en muebles y tuberías por el contenido de materiales sólidos, de grasas y aceites, además del taponamiento, manchado y acumulación de sarro, y en caso que el pH sea alcalino, como el de las aguas provenientes de lavanderías, se provocaría la corrosión de las instalaciones.

4. ANALISIS DE TRATABILIDAD

Con el fin de presentar alternativas de operación y procesos unitarios de tratamiento que permita seleccionar un sistema que cumpla con los criterios de calidad de acuerdo a los diferentes usos a los que se puede destinar el agua tratada, se llevó a cabo una búsqueda bibliográfica nacional e internacional sobre el tratamiento de aguas jabonosas y su posible reutilización en la cual se encontró que la tecnología más usual para el tratamiento de este tipo de agua es la consistente en un tratamiento físico-químico que incluye una clarifloculación con algún coagulante, adsorción con carbón y desinfección.

Por otra parte las posibilidades de reuso de las aguas residuales jabonosas con tratamiento en los sitios analizados son: riego de áreas verdes, llenado de lagos, lavado de vialidades, para tomas contra incendio, excepto las provenientes de la planta de Lavado Norte del IMSS, por el riesgo de presencia de virus y bacterias patógenas.

Una vez considerados los criterios y recomendaciones existentes, se creyó conveniente realizar pruebas de tratabilidad. Las pruebas de tratabilidad son ensayos a nivel laboratorio que simulan los procesos de tratamiento de agua y que han tenido actualmente gran aceptación, dichas pruebas tienen el propósito de determinar los principales parámetros de diseño que servirán para el dimensionamiento final de las unidades involucradas en el tratamiento.

Diversos investigadores han realizado estudios con el propósito de establecer metodologías que permitan escalar los resultados obtenidos en las pruebas de tratabilidad a sistemas reales de tratamiento.

Las pruebas que se encuentran ampliamente estudiadas son las que involucran: sedimentación, coagulación, floculación, flotación, lodos activados, adsorción, desinfección, espesamiento de lodos, filtros prensa, filtros de vacío y secado de lodos en lechos de arena, entre otros.

Para este caso en particular, las pruebas que se realizaron a las diferentes muestras de aguas jabonosas recolectadas fueron: coagulación-floculación, adsorción, despumación y flotación.

De acuerdo con los resultados obtenidos y la consulta bibliográfica realizada se propuso un sistema de tratamiento con los siguientes procesos:

a) Pretratamiento y regulación del flujo. b) Tratamiento con coagulantes. c) Filtración con arena. d) Despumación. e) Desinfección.

TABLA 2: CRITERIOS DE CALIDAD DE AGUA RESIDUAL TRATADA, PARA DIVERSOS USOS

USOS PARAMETROS	FORJES. Y A. VERDES	LLEDO. DE LAGOS	NAVEG. DEPOR- TIVA	MUNIC. NO POTAB.	PROD. DE VAPOR	ENFRI- AMIE- BLE	POTA- BLE
FISICOS Y MINERALES							
pH	6.5	7.7	7.8	7.5	7.5	7.5	7.0
Color	60	38	15	60	41	60	5
Turbidez	20	15	15	10	5	10	6
Alcalinidad tot.	500	500	650	300	250	300	300
Alc. a Ra Fend.	10	50	50	50	50	50	10
Carbonatos	10	50	50	50	50	50	10
Bicarbonatos	500	450	450	300	200	250	300
Hidroxilos	0	0	0	0	15	0	10
Conduc. elec.	3,000	3,000	3,000	5,000	15,000	5,000	1,500
Cloruros	500	1,000	1,000	500	500	500	250
Boro	2	2	2	NS	NS	NS	2
SOLIDOS							
Totales	1,500	2,000	2,000	1,000	500	1,000	600
Tot. fijes	1,000	1,000	1,500	800	400	500	450
Tot. volát.	500	280	500	200	100	500	50
Disueltos tot.	1,000	1,000	1,000	920	500	900	600
Disueltos fij.	500	500	800	720	400	400	450
Disueltos volát.	485	185	485	200	100	500	50
Suspend. tot.	500	1,000	1,000	100	0	400	10
Suspend. fij.	500	500	700	80	0	100	10
Suspend. volát.	15	15	15	0	0	0	10
Sedimentables	1	1	1	0	0	0	0.1
NUTRIENTES, METAL ALCALINOS Y ALCALINO TERREOS TOTALES							
Nitróg. amoniacal	5	2.5	2.5	2.5	2	5	0.5
Nitróg. total	10	10	10	10	10	10	10
Nitratos	50	50	50	100	25	25	25
Fósforo total	50	50	50	50	50	50	50
Calcio total	150	150	150	150	30	30	NS
Magnesio total	100	100	100	100	100	100	NS
Sodio total	100	250	250	250	50	100	NS
Potasio total	150	100	100	100	100	100	NS
BIOLOGICOS							
Coliformes tot.	1,600	10	50	20	10	50	2 E-6
Colif. fecales	30,000	1,000	10	5	2	10	50 E-6
Mat.org.DBO sol.	20	20	20	10	2.5	20	2.5
DQO soluble	50	50	50	20	10	50	4
Carbto.Org.tot.fij.	10	10	10	20	1	20	2
Grasas y aceites	50	10	10	20	1	10	1
SAAM	1	5	5	5	5	5	0.5

FUENTE: UNITES STATES ENVIRONMENT PROTECTION AGENCY AMBIENTAL WATER QUALITY CRITERIAL 1980.

NOTA: Val. Máx. tolerables; NS= No sancionado; todos los valores en mg/l, excepto: pH (unidades), color (u.Pt/Co), turbidez (u. nefelométricas), conductividad (ohms/cm), coliformes fecales y totales (millones de colonias/100 ml).

El uso del carbón activado permitira obtener un efluente de mayor calidad que la requerida para el agua de riego y cuyo efluente podría ser usado en sanitarios, alternativa que deber considerarse y evaluarse mediante pruebas de tratabilidad de manera que permita determinar con mayor amplitud las variaciones de calidad tanto del influente como el efluente.

5. RESULTADOS

Con base en lo anterior, se determinó el sistema de tratamiento para las aguas residuales jabonosas del Centro Deportivo de la SARH que consiste en: pretratamiento, regulación, clarifloculación, filtración, despumación y desinfección con la alternativa de incluir adsorción con carbón activado, obtenindose un efluente con las siguientes características:

PARAMETROS	SIN ABSORCION	CON ABSORCION
SST. mg/l	10	10
DQO, mg/l	30	12
SAAM, mg/l	0.6	0.2
COLOR, unf	5	0
COLIF, NMP/100 ml	130	40

Concluyéndose que los valores esperados cumplen los requisitos para el uso de aguas residuales en el riego de áreas verdes.

La inversión requerida para una capacidad de tratamiento de 1.3 l/s es del orden de \$150 millones de pesos de los cuales aproximadamente el 70% es para equipo y 30% para obra civil.

Los costos de operación y amortización anual considerando para este último una tasa de interés del 12% y un periodo de 20 años para obra civil y 5 años para equipo son de:

Operación \$ 21'500,000.00

Amortización \$ 33'264,508.00

Por lo que el costo de tratamiento es: 1,844 \$/m³, a pesos de Dic. de 1990, considerando 270 días/año la operación de la planta.

Por consiguiente el proyecto es económicamente viable ya que el costo del suministro de agua potable al deportivo es de 2,208 \$/m³, cabe señalar que el D.D.F., puede suministrar agua residual tratada a un precio de 1.300 \$/m³, aunque el servicio no presenta la continuidad requerida.

Respecto a la Unidad Habitacional, se considera que debe evaluarse el funcionamiento de la planta de tratamiento existente que no se encuentra operando, y que consta de un digestor, un canal con lecho de grava denominado filtro bacteriano y dos filtros de carbón activado y desinfección, para que en su caso se hagan las recomendaciones pertinentes para su adecuación, ya que construir una planta de tratamiento fisico-químico similar al del Deportivo para tratar 7,811 m³/año de aguas jabonosas se requiere del orden de 112 millones de pesos y el costo de un metro cúbico tratado incluyendo operación, mantenimiento y amortización es de \$ 6,136.00 considerando 270 días/año la operación de la planta, que para nuestro caso no resulta atractivo económicamente.

Los resultados obtenidos de la calidad fisico-química del agua jabonosa procedente de la planta de lavado del IMSS, dificultan el tratamiento fisico-químico principalmente por el alto contenido orgánico, que aunado a las características biológicas como son virus y bacterias patógenas que pueden estar presentes en los insumos a lavar, hace necesario evaluar mediante pruebas de tratabilidad que incluyan un tren de tratamiento como el descrito para el Deportivo, adicionando ósmosis inversa e intercambio iónico, este último para disminuir el contenido de sales debido a los requerimientos de agua para calderas. El reuso de este tipo de agua procedente de lavado de ropa de hospitales no se considera conveniente ni atractivo por el riesgo bacteriológico y los costos resultantes para su tratamiento.

La Tabla 3 la conforma un resumen de los resultados obtenidos. 6.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El uso de aguas jabonosas sin tratamiento no se recomienda debido a los problemas que en la salud puede ocasionar a quién esté en contacto con ella, as como los estragos que puede provocar en líneas de conducción e instalaciones.

Según la bibliografía recopilada y estudiada la tecnología más utilizada para el tratamiento este tipo de agua es el fisico-químico, pero según las condiciones presentadas en el estudio no siempre resultan ser atractivas económicamente.

Se recomienda desarrollar y establecer reglamentos y normas para la captación, tratamiento y uso de las aguas jabonosas y que se divulge a nivel nacional la peligrosidad de usar dichas aguas jabonosas sin ningún tratamiento o asesoría calificada.

REFERENCIAS

Comisin Nacional del Agua (CNA). Estudio "Definición de Tres Proyectos Piloto para el Aprovechamiento de Aguas Jabonosas 1990". If and Eddy, Inc. (1979)

Wastewater Engineering Treatment Disposal (2da.Ed.).

USA: Frank J. Cerra-J.M. Maizel.

Unites States Environmental Protection Agency.

Ambiental Water Ouality Criteria (Vol. 1 a 65) Oct. 1980.

1) Ingeniero Civil, Maestria en Investigacin de Operacin. Comisin Nacional de Agua.

Subdireccin General de Infraestructura Hidrulica Urbana e Industrial.

Cerrada de Snchez Azcona 1723-10-. Col. del Valle Mxico 03100, D.F.

2) Ingeniero Civil. Misma Direccin.

TABLA 3: RESUMEN DE RESULTADOS

CONCEPTO	DEPORTIVO SARH	UNIDAD HABITACIONAL	PLANTA DE LAVADO IMSS
USO	Riego de 6.5 Ha. de áreas verdes y canchas.	Riego de áreas verdes y banquetas	Reuso industrial
TRATAMIENTO	Pretratamiento Regulación Clarifloculación Filtración Despumación Desinfección Adsorción	Pretratamiento Regulación Clarifloculación Filtración Despumación Desinfección Adsorción	Igual a los anteriores ademas: Osmosis inversa Intercambio iónico
CAUDAL TRATADO	29,800 m ³ /año	7,811 m ³ /año	78,489 m ³ /año
COSTO DE:			No se evaluaron
- Inversión	150 millones \$	121.6 millones \$	
- Operación	21.5 mill. \$/año	20.6 mill. \$/año	
- Amortización	33.3 mill. \$/año	27.3 mill. \$/año	
COSTO DE AGUA JAB. TRATADA	1,844 \$/m ³	6,136 \$/m ³	> 7,000 \$/m ³
COSTO DEL SERVICIO DE A.P.	2,208 \$/m ³	1,272 \$/m ³	2,208 \$/m ³

MONITOREO DE PARASITOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

GABRIELA MOELLER C.H. y MARCO A. BECERRIL F. DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM. APDO. POSTAL # 70-256. MEXICO, D.F.

RESUMEN

El uso de aguas residuales crudas en el riego agrícola data de años atrás, sin embargo, esta práctica ha dado como resultado una incidencia muy alta de infecciones gastrointestinales en los lugares en que esta práctica es común. Las enfermedades parasitarias son uno de estos casos donde uno de los mecanismos mediante los cuales se adquieren estos padecimientos son las aguas residuales sin tratar que son portadoras de estos organismos patógenos.

Dada la escasez cada vez mayor del recurso agua, el Programa Nacional de Agua 1990-1994, como una de sus principales actividades promueve el aprovechamiento de aguas residuales en el riego agrícola para liberar grandes cantidades de éste vital líquido para utilizarse en otras actividades.

Sin embargo, el aprovechamiento de estas aguas residuales debe hacerse sometiéndolas previamente a un tratamiento para minimizar el riesgo que para la salud implica su uso, además de controlarse bajo un marco legislativo riguroso.

En este estudio se evaluó en una forma preliminar la eficiencia del tratamiento de aguas residuales tradicional en sus varias etapas en relación con los parásitos presentes determinando su presencia en el influente y su remoción después del tratamiento primario, secundario y después de clorar.

Se analizaron un total de 52 muestras para la determinación de parásitos mediante la técnica de Ferreira.

No obstante que el funcionamiento de la planta es muy bueno reportándose eficiencias de remoción de materia orgánica muy altas, y que como tratamiento final se clora el agua, se observa la aparición de algunos parásitos en el efluente.

ANTECEDENTES

México es un país en el que los problemas de enfermedades gastrointestinales son muy elevados, ocupando el 4^o. lugar de mortalidad con una tasa de 39.5 por 100,000 habitantes, (5). La frecuencia de parasitosis es muy alta, originándose en su mayoría por problemas de insalubridad y falta de tratamiento de las aguas residuales.

Una gran cantidad de parásitos se manifiestan por problemas intestinales por lo que los infectados excretan las formas parasitarias e infectantes cuyo punto final es el drenaje integrándose a las aguas residuales.

La tabla 1 presenta la frecuencia de protozoosis y helmintiasis intestinales en la República Mexicana.

TABLA 1

FRECUENCIA DE PROTOZOOSIS Y HELMINTIASIS EN MEXICO (11, 12)		
Parasitosis	%	No. de personas infectadas
	de poblac.	
Giardiasis	18.98	13,286,000
Amibiasis	15.90	11,130,000
Tricomoniasis	11.90	8,330,000
Ascariasis	26.0	18,200,000
Tricocefalosis	21.34	14,938,000
Enterobiasis	20.94	14,658,000
Uncinariasis	19.20	13,440,000
Hymenolepiasis	15.87	11,109,000
Estrongiloidosis	4.30	3,010,000
Teniasis	1.52	1,064,000

Estadísticas de población del último censo arrojan cifras superiores a los 80 millones de habitantes en la República Mexicana. Por tal razón, la demanda de agua potable va siendo cada día mayor. El caudal suministrado a nivel nacional

se estima en alrededor de 170,000 l/s los cuales generan 115,000 l/s de aguas residuales; que son en su mayoría descargadas sin tratamiento, acción que deteriora la calidad de los cuerpos de agua que las reciben.

El uso de agua residual tratada es un medio eficaz para reducir la demanda de agua potable en aquellos usos en que no se requiere utilizar agua potable, como por ejemplo, el riego de áreas verdes, el llenado de lagos recreativos y canales, el lavado de vehículos automotores y en procesos industriales. Este es el caso del efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales de Chapultepec construida en 1956 y que se utiliza para el riego de áreas verdes.

OBJETIVO

Evaluar la eficiencia de tratamiento de la planta (proceso de lodos activados) en sus diferentes etapas en relación con la remoción de parásitos y compararlos con los criterios establecidos para el aprovechamiento de las aguas residuales en riego.

USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA Y ACUICULTURA.

La primera reunión de expertos de la OMS sobre el aprovechamiento de efluentes se celebró en 1971. En esa reunión se llegó a la conclusión de que podía ser peligroso para la salud consumir crudos los cultivos recientemente regados con aguas residuales en estado bruto o parcialmente tratadas, puesto que los agentes patógenos podían sobrevivir en el suelo, en los productos cosechados o en ambos en números suficientes para crear dicho peligro.

Por falta de pruebas epidemiológicas fehacientes respecto de los riesgos sanitarios, se consideró que un efluente cuya calidad bacteriológica fuera de 100 microorganismos coliformes por cada 100 ml ocasionaría solo un riesgo sanitario limitado si se empleaba para riego de productos agrícolas sin restricciones. Este informe se publicó en 1973.(6)

En 1985, en Engelbert, Suiza, se reunió un grupo de expertos también para discutir los aspectos sanitarios que presenta el uso de excretas y aguas residuales en la agricultura y acuicultura. En esta reunión se formuló un modelo de riesgos para la salud relacionados con el uso de excretas y aguas residuales no tratadas en la agricultura y acuicultura, el cual estipula que el excesivo número o grado de infecciones y enfermedades originadas por varias clases de patógenos atiende al siguiente orden

- Infecciones intestinales originadas por nemátodos (Ascaris, Trichuris y Uncinaria) .
- Infecciones bacterianas (diarreas bacterianas y tifoidea).
- Infecciones virales excretadas.

Se convino unánimemente en que estos modelos y los datos epidemiológicos y microbiológicos detallados proporcionan una base suficiente para formular pautas operacionales estables acerca de los aspectos de salud pública relacionados con la utilización de excretas y aguas residuales (3).

En 1987 se efectuó otra reunión, también en Suiza para tratar los aspectos sanitarios del uso de aguas residuales tratadas en agricultura y acuicultura.

Se recalcó la necesidad de garantizar, por una parte, la incorporación de controles apropiados en programas de aprovechamiento de aguas residuales para proteger tanto el medio ambiente como la salud pública y, por otra parte, la factibilidad de las medidas de protección propuestas ya que la debida ordenación de los limitados recursos hídricos disponibles ser tal vez el mayor desafío que deberá afrontarse en un futuro no muy lejano.

FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE CHAPULTEPEC

Las aguas residuales que son tratadas en la Planta de Chapultepec son recibidas por medio de tres colectores: el colector de Cien Casitas, el colector de Palmas y el colector de Vosgos. Estos tres colectores envían las aguas residuales crudas al desarenador de la planta donde por medio de cribado se eliminan las partículas gruesas y se bombean hacia las dos unidades de tratamiento que tiene la planta. Pasan al sedimentador primario donde permanecen un tiempo que permite la sedimentación de las partículas sólidas, y el sobrenadante pasa al aerador donde se realiza el tratamiento secundario y, después al sedimentador secundario, el sobrenadante es llevado al tanque de cloración para su desinfección. Posteriormente el agua residual tratada es depositada y almacenada en el cárcamo de agua tratada.

MATERIALES Y METODOLOGIA EMPLEADA

1) Materiales

Se utilizaron los reactivos, materiales y aparatos necesarios para la técnica de Ferreira (1)

2) Metodología empleada:

Se realizaron 13 muestreos, en fechas diferentes entre el mes de enero a mayo de 1991 en cada uno de los procesos unitarios, haciéndose la determinación en agua residual cruda, después del sedimentador primario y secundario y después de la cloración

Las muestras de agua se trasladaron al laboratorio en donde se almacenaron en condiciones de refrigeración, hasta el momento de su proceso. Se utilizó la técnica de Ferreira (Método coproparasitológico cps cuantitativo de concentración por centrifugación-flotación. Esta técnica se fundamenta en la capacidad que tiene el sulfato de zinc con densidad de 1.192^o Baumé para hacer flotar a los parásitos que se encuentran en el sedimento de las muestras previamente centrifugadas, de tal manera que al adicionar el recativo, las formas parasitarias que han flotado se depositan en el tubo estrecho de la campana de Ferreira, las cuales se trasladan al portaobjetos y son arrastradas y teñidas por una gota de lugol.

RESULTADOS Y DISCUSION

Los resultados que se presentan en la tabla 2. Del total de muestras analizadas, el influente presentó, como era de esperarse una gran variedad de parásitos a saber:

Ascaris lumbricoides (huevecillos)

Entamoeba coli (quistes)

Strangylaides stercoralis (larvas)

Giardia lamblia (quistes)

Uncinariás (huevecillos)

Después de la sedimentación primaria (tratamiento primario), no se observa una disminución significativa y prevalecen casi los mismos parásitos.

El resultado observado después del tratamiento secundario, es ya una eliminación de algunos parásitos atribuible al proceso de sedimentación.

En el efluente, la remoción observada es en mayor medida, sin embargo, prevalecen los siguientes organismos:

Entamoeba coli

Strangylaides stercoralis

En resumen, de 13 muestras de sedimento de influente, 84% de ellas tuvieron parásitos; respecto a las muestras de agua residual después de recibir el primer tratamiento 54% tuvieron parásitos; después del tratamiento secundario 38% fueron positivas y el efluente con 15% de muestras positivas.

Ya que el número de muestras analizadas fue limitado y se probó una técnica cuantitativa usada en análisis coproparasitológicos para la detección de los parásitos en agua, habrá que validar su reproducibilidad realizando un mayor número de análisis y comparando los resultados de recomendadas para tal propósito

Aunque hoy en día se utilizan diversos métodos de detección de huevos de helmintos, no son completamente satisfactorios, de modo que se hace necesario introducir otros que sean seguros, de bajo costo y muy sensibles, y mejorar los existentes. También se requieren otras investigaciones para facilitar la determinación de la viabilidad de los huevos con el fin de establecer métodos analíticos que sean apropiados para aplicación regular.

La tabla 3 muestra los parásitos encontrados en las aguas, los estadios en que se encontraron, las enfermedades que pueden causar y el mecanismo por el cual se adquiere la infección.

En el informe de Engelberg se recomendaron nuevas directrices que contienen normas menos estrictas que las establecidas antes para las coliformes fecales. Sin embargo, son más estrictas que las precedentes en lo que se refiere al número de huevos de helmintos que, según se reconoció, constituyen el mayor riesgo real para la salud pública proveniente del riego con aguas residuales en las zonas donde las helmintiasis son endémicas. Las recomendaciones de Engelberg se revisaron y confirmaron en la reunión de Adelboden. Después de considerar este trabajo preparatorio y las pruebas epidemiológicas obtenidas. Se recomienda ahora el uso de las directrices generadas (7). Estas se basan en el hecho de que en muchos países en desarrollo los principales riesgos reales para la salud, como se indicó antes, guardan relación con las helmintiasis y que, por tanto, el uso inocuo de aguas residuales en agricultura o acuicultura exigiría la eliminación casi completa de los helmintos.

TABLA 2

PARASITOS IDENTIFICADOS EN LAS DIFERENTES ETAPAS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

NÚMERO DE MUESTRA	INFLUENTE	DESPUES DE TRATAMIENTO PRIMARIO	DESPUES TRATAMIENTO SECUNDARIO	DESPUES DE CLORACION
1	Ascaris lumbricoides (H) Entamoeba coli (O)	Entamoeba coli (O)	-----	-----
2	-----	Entamoeba coli (O)	-----	-----
3	Entamoeba coli (O)	-----	Ascaris lumbricoides (H)	-----
4	Strongyloides stercoralis (L) Ascaris lumbricoides (H) Entamoeba coli (O)	Strongyloides s. Ascaris lumbricoides (H) Giardia lamblia (O)	Ascaris lumbricoides (H)	-----
5	Entamoeba coli (O) Strongyloides s. (L)	-----	Ascaris lumbricoides (H)	-----
6	Entamoeba coli (O)	Entamoeba coli (O)	-----	-----
7	Ascaris lumbricoides (H) Uncinaria (H)	-----	-----	-----
8	Entamoeba coli (O)	-----	Entamoeba coli (O)	-----
9	Strongyloides s. (L)	Entamoeba coli (O) Strongyloides s. (L)	Strongyloides s.(L)	Strongyloides s. (L)
10	Entamoeba coli (O) Strongyloides s.(L)	Entamoeba coli (O)	-----	-----
11	-----	Strongyloides s. (L)	-----	-----
12	Giardia lamblia (O)	-----	-----	-----
13	Entamoeba coli (O)	Entamoeba coli (O)	-----	-----

H=Nuevo
L=Larva
O=Ovoste

Los criterios Ecológicos de Claidad de Agua (Diario Oficial del 13 de diciembre de 1989) no consideran la cuantificación de los helmintos para la calidad de agua para uso en Agricultura (8)

La CNA en su Manual Técnico para uso, aprovechamiento y manejo de aguas residuales en riego agrícola (2) permite el uso del agua en el riego de todos los cultivos , excepto hortalizas y otros sin cáscara, cuyos productos comestibles tienen contacto con agua y suelo y debe ser menor de 1,000 coliformes fecales y no contener huevos de helmintos. Recomienda un intervalo mínimo de 15 días entre el último riego y la cosecha, lo que descarta en lo absoluto la utilización de las aguas residuales crudas y exige forzosamente un tratamiento para pulir la calidad del efluente proveniente del tratamiento secundario.

TABLA 3
DESCRIPCION DE LOS MECANISMOS DE INFECCION DE LOS PARASITOS
ENCONTRADOS EN LAS AGUAS RESIDUALES.

PARASITO	ENFERMEDAD	HUESPED	FORMA INFECTANTE	FORMA ENCONTRADA	MECANISMO DE INFECCION
Ascaris lumbricoides	Ascariasis	hombre	huevo larvado	huevo	Ingestión de alimentos contaminados con huevos larvados
Entamoeba coli	no es patógena	hombre	quistes	quistes	
Giardia lamblia	Giardiasis	hombre	quistes	quistes	Ingestión de alimentos contaminados con quistes
Strogiloides stercoralis	Strongiloidosis	hombre	larvas filariformes	larvas filariformes	mismo mecanismo de infección que la Uncinariasis
Necator americanus	Uncinariasis	hombre	larvas	larvas	el hombre adquiere la infección al tener contacto con las larvas filariformes que se encuentran en el suelo penetrando por la piel
Ancylostoma duodenale		hombre	filariformes		
Ancylostoma braziliense		hombre			
Ancylostoma caninum		perro			

AGRADECIMIENTO:

A la Facultad de Medicina de la UNAH, Depto. de Ecología Humana al Dr. Jorge Tay por su asesoría en la identificación de parásitos.

REFERENCIAS

1.- Becerril Flores Marco A.

Parásitos: Evaluación de la contaminación biológica de lodos primarios y secundarios de la planta tratamiento de Aguas residuales "Chapultepec" mediante la identificación de parásitos. Tesis Fac. de Química, (1991).

2.- Comisión Nacional del Agua. (1988).

Manual Técnico para el uso aprovechamiento y manejo de aguas residuales en riego agrícola. 3.- Engelberg Report. IRCWA news, 23 (1985).

3.- Engelberg Report. IRCWA news, 23 (1985)

Health aspects of wastewater & excreta use in agriculture & aquaculture.

4.- Feachem, F.G., et al.

Sanitation and disease: Health aspects of excreta wastewater management. John Wiley (1983).

5.- SMISA.

Decenio Internacional del Abastecimiento del Agua Potable y Saneamiento (1981-1990). Ingeniería Ambiental. Revista de la SMISA, AÑO 3 No.8,1990.

6.-OMS, Informe técnico No. 517 (1973)

Aprovechamiento de efluentes: métodos y medidas de protección sanitaria en el tratamiento de aguas residuales. Informe de una reunión de expertos.

7.- OMS, Informe técnico No. 778 (1989)

Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura. Informe de una reunión de expertos.

8.-SEDUE.(1989).

Criterios ecológicos de calidad de agua. Diario Oficial de la Federación del 13 de Dic.

9.- SEDUE. (1989).

Gaceta ecológica. Vol. I. No. 2. Agosto .

10.- Shuval, H.I.

Wastewater irrigation in developing countries: Health effects and technical solutions, Washington (1986).

11.-Tay J.,Salazar,S.P.N.y de Haro, I.

Frecuencia de las helmintiasis en México. Rev.Inv. en Salud Pública. (mex. 35, 37-45, 1976.

12.-Tay J.,Salazar,S.P.M., de Haro J., y Ruiz, A.L.:

Frecuencia de las Protozoosis en México. Sal. Pub., México, 20, 297-337. 1978.

WATER REUSE - WATER QUALITY AND WATER RIGHTS CONSIDERATIONS

Jay Lazarus and Paul G. Drake, Glorieta Geoscience, Inc. P.O. Box 5727 Santa Fe, New Mexico 87502-5727 U.S.A. and Peter B. Shoenfeld, Attorney at Law P.O. Box 2471 Santa Fe, New Mexico 87504-2421 U.S.A.

ABSTRACT

In the western United States most of the available surface and groundwater has been appropriated. Additional supplies of fresh water for new or increased municipal demands may not be available. Because new water sources may be prohibitively expensive or unavailable, alternative water sources such as treated wastewater should be considered.

Large volumes of treated wastewater are available for reuse after discharge from municipally-owned sewage treatment plants. Treated wastewater can provide water supplies for a wide range of municipal, industrial, agricultural, and recreational purposes. The sale of wastewater can produce additional revenue and jobs in the industry using the effluent. Wastewater can also be used for artificial aquifer recharge through stream beds or slow percolation through sand filters.

INTRODUCTION

The use of efficient water and reuse of large volumes of treated municipal wastewater can provide water supplies for a wide range of municipal, industrial, agricultural, and recreational purposes. In the past, most treated effluent was simply disposed of by discharging it to the nearest stream bed where it created perennial streams in ephemeral channels or mixed with natural stream flows. If it is reused, effluent from sewage treatment plants can generate revenue for the municipality which treats the water and also conserves the diminishing water resources of the western United States.

Land application of secondary-treated sewage effluent is the most common method of wastewater reuse. Land application can affect groundwater quality if concentrations of contaminants such as nitrates or heavy metals in the effluent exceed the nitrogen uptake of the irrigated crop or the sorptive capacity of the underlying soils. If the effluent quality is such that the irrigated crop completely removes contained contaminants from the wastewater, a percentage of the water recharges the aquifer with clean water.

WATER RIGHTS AND WATER QUALITY

The law governing usage and ownership of water in the western United States is the law of prior appropriation. The right to take the water is owned by he who makes the first appropriation. In some states there is no preference among the different kinds of water users, except on the basis of the antiquity of their water right. A farmer who first irrigated his land in 1900 established his date of first appropriation at that time. The farmer who began irrigating in 1900 has priority over a city whose water right was established in 1930. If drought or other factors cause a water shortage, the farmer who started irrigating in 1900 has the right to use available water before the city with the later appropriation date. In order to acquire the farmer's water right, the city must pay the farmer an agreed upon purchase price.

In this system, one must distinguish between the water and the water right. The physical water is owned by the State government, and the administrative entity responsible for administering waters of the State grants to the user the legal/administrative right to appropriate the water for beneficial use. A water right is generally held to be part of the land on which the right is put to beneficial use. Beneficial use of water includes but is not limited to municipal, domestic, industrial, agricultural, and recreational uses (New Mexico State Engineer, 1966).

The owner of the water right may appropriate the volumes of water allowed by the right, at the times, and in the manner allowed by the right. The water is owned by the State until the water is in the possession of the owner of the right, at which time the water right becomes the personal property of the owner. For example, once the water flowing in an irrigation ditch is stored in an irrigator's pond, that water becomes the irrigator's personal property, and the irrigator can put the water to beneficial use for irrigation or stock watering, or he can sell or lease the water to another entity. Neither the livestock, irrigator, or residents of a city can drink a water right, but only the water taken pursuant to a water right. Although the water right is associated with a specific tract of land, the right can be bought, sold, or traded, provided that the individual, corporation, or municipality which acquires the right has land on which to put the water to beneficial use.

Cities in the western U.S. generally take water pursuant to their water rights and deliver it to the domestic, industrial, and other users who return large percentages of it to municipally owned sewage treatment plants. Over the years, the general practice was to dispose of the treated effluent by discharging it to the nearest watercourse. In some areas the effluent water is blended with natural stream flow. In other areas, the effluent makes perennial streams out of ephemeral streams. To be eligible for discharge to a stream, the treated effluent must meet water quality standards for nitrates, chlorine, phosphorus, fecal coliform, and other regulated constituents.

LEGAL, ECONOMIC, AND CONTRACT CONSIDERATIONS

Water quality regulations governing discharges to water courses are site specific, depending on the type of stream system receiving the discharge. For high mountain streams or fishable/swimmable rivers, effluent limitation standards are very stringent. For discharges to perennial streams that are not fishable or swimmable, or to areas with no downstream users, effluent limitations are less stringent.

Regardless of the location of the discharge, cities must expend large amounts of money, labor and expertise to treat and dispose of wastewater. Some of that expenditure can be recovered through sale of effluent water for irrigation, industrial and related uses. Other benefits to the municipality can arise from enhancement of local industry with resulting local employment, made possible by the availability of reused water for industrial purposes.

The cost to acquire water rights can be very high. In Santa Fe, New Mexico, since 1967, the price of an acre-foot of water right has risen from about \$85.00 to \$12,000.00. Transportation, purification and administration costs of municipal potable water supply systems have risen astronomically.

Effluent from sewage treatment systems is valuable. Although psychologically unsuited for human consumption, it is otherwise useable for even that purpose. Higher payments and creative leases for effluent water will become more common as arid regions of the world deplete readily available water supplies.

Effluent water from sewage systems presents unique economic and legal problems. Under New Mexico law, while the water remains in the possession of a City, it is personal property which can be sold, given away, or put to use for other purposes. Discharging effluent water to the nearest stream does not utilize its value.

If a city adopts a program to use the effluent previously discharged, it will remove that water from the local stream system, which may adversely affect downstream users. New Mexico partially solved this problem by adopting a statute recognizing that rights might be created in released water, but that the rights of the first owner are superior. While downstream users may have the right to take water from the stream, including the effluent, they have no right to demand that the city continue to discharge the effluent.

Cities in arid regions should make broad use of treated effluent water for purposes not requiring potable water. Two examples of uses of effluent water are for industrial cooling and irrigation of recreation facilities. These uses of effluent water can offset a taking of potable water, greatly increasing the available supply for all requirements. Injection or seepage from surface flows into groundwater can recharge the local water supply. This method is currently in use in El Paso, Texas.

Where effluent is generated by a municipality, legal requirements for competitive bidding for the purchase of water may be in force. In practice, however, those lands closest to the point of discharge are most likely to use the effluent water because of proximity. A binding and reliable contract for the ongoing purchase of effluent water is essential to ensure that the purchasers' water requirements will be met for a predictable time in the future.

While a binding, reliable and long-term contract for the ongoing purchase of effluent water is essential for an enterprise which proposes to put it to use, municipal officials may properly be concerned that the city has a higher and better use for the water, as soon as its potable water supply reaches its limits. City officials must balance their present surpluses of fresh and effluent water, the costs of buying, leasing or using other fresh water, the benefits of selling, leasing or using effluent water, and their ability to meet future demands. Selling effluent now at what appears to be a market price could be regretted in the future.

Where effluent is to be used for agricultural purposes, the lease agreement should state the water quality to be delivered so the user can calculate nitrogen loading potential on the irrigated land. If nitrate levels in the effluent exceed the crop's ability to use the nitrogen, the excess nitrogen can leach through the soil and vadose zone, thereby contaminating potable aquifer(s). The effluent user should assure that its intended use will conform to applicable regulations and standards, and that the intended use will not adversely impact existing water rights, or contaminate water supplies.

If the municipality does not presently use the effluent water, or no other prospective users are interested in the water, the municipality may be forced to sell the water at a low price. Unless there is high demand for the effluent, municipalities cannot expect to sell effluent water for a price equal to or greater than the cost of treatment at the sewage treatment plant. The effluent agreement may, however, create other financial benefits for the municipality. Where effluent use expands or creates business, employment and productivity are increased for the community. In addition, any amount of revenue generated by selling effluent which otherwise is simply discharged represents a gain to the community.

The municipal function requires provision of water for domestic and sanitary purposes, such as drinking, sanitation, and fire suppression. The inclusion of industrial uses within the definition of "municipal" use, we suggest, is no longer appropriate. One of the ways in which industries can operate independently, and by which cities can retain their economic base and ecological integrity is to modify operations so that needs for water are satisfied with reclaimed water. An additional benefit to the city is the fact that waste water may not have to be treated to the same extent that it if it were placed into a watercourse.

CASE STUDIES

Case 1. Santa Fe Racing, Inc. operates the Downs at Santa Fe Race Track near Santa Fe, New Mexico, U.S.A. The Downs has an effluent lease from the City of Santa Fe for up to 1.2 million gallons per day (mgd) of treated sewage effluent, for irrigation, resort, golf course irrigation and related purposes (Lazarus, 1990). The Downs contracted for a 30 year term, and the amount of water to be diverted is based on peak use during a seven week period at the height of the summer irrigation season.

The Downs has an easement for its pipeline from the Santa Fe sewage treatment plant to the race track. The pipeline crosses City property. Fire hydrants were installed on the effluent pipeline to provide fire protection water at the Santa Fe airport, a direct economic and safety benefit to the city. Effluent volume is metered at the sewage treatment plant and at the race track. The effluent is pumped from the sewage treatment plant to a 10,000 gallon lined holding pond at the track, and then pumped throughout the facility and used for irrigation, track conditioning, dust control on roads, and composting.

A total of 126 acres of land plus the track surface and ponds are irrigated at the Downs. The volume of water required to irrigate one acre of land per year is 3.0 acre-ft. Consumptive use of water by vegetation and evaporation is approximately 1.5 acre-ft per acre per year.

Net evaporative losses from ponds are approximately 60 inches per year. The total amount of water diverted including evaporative losses from pond surfaces and road use approaches 530 acre-ft per year. Of this amount, 61.61 acre-ft per year is lost to evaporation beyond the consumption attributable to irrigation. Depending on the actual yearly volume of water diverted and consumed, up to 330 acre feet of water per year is returned to the aquifer and might result in return flow credits.

Case 2. Taos Golf Properties is constructing the Taos Country Club and Golf Course southwest of Taos, New Mexico. The golf course is located approximately 1 mile from the Town of Taos sewage treatment plant and benefits from a contract with the Town of Taos to divert up to 750,000 gallons of effluent per day for irrigation purposes for 275 days per year. A pipeline is being constructed over a County road easement. Effluent will be stored in plastic-lined holding ponds and will be distributed over the golf course through several additional plastic-lined holding ponds. The water will be blended with effluent water from a 50,000 gallons per day (gpd) onsite secondary-treated sewage treatment plant.

Effluent water will be stored in a 1 million gallon holding pond at the Taos treatment plant. A computerized monitoring system will distribute water over the golf course. Effluent volume is monitored by meters at the sewage treatment plant, meters at the golf course holding pond, and by staff gauges set in each pond. If leaks are detected, the holding pond that is leaking will be taken out of operation, and the liner material repaired.

The average total nitrogen concentration in effluent discharged from the Taos Sewage Treatment Plant is 10 mg/l. The area of golf course to be irrigated is 170 acres. Approximately 768 lbs./year of nitrogen is applied to the golf course from the effluent water (Lazarus, 1991). Nitrogen uptake by Kentucky Blue grass is greater than 27,000 lbs. per year. Therefore, the irrigation water is nitrogen deficient for fertilization purposes, and fertilizer is applied.

CONCLUSIONS

Large volumes of treated wastewater are available for reuse from municipally-owned sewage treatment plants. Leasing effluent water for irrigation and related uses can allow municipalities to recover some of the costs of treatment through direct lease payments, or indirectly through jobs created by effluent reuse. If effluent is used for crop irrigation, the effluent quality can be lower than required if the effluent is discharged to a watercourse. Therefore, if the reuse of water allows water to be treated to a lesser standard, treatment costs would decrease while other financial benefits to the community accrue.

REFERENCES

- Lazarus, Jay (1991), Groundwater Discharge Plan, Taos Golf Club, Taos County, New Mexico, unpublished Glorieta Geoscience, Inc. consulting report to Taos Golf Properties, 25p plus app
- Lazarus Jay (1990), Amendment to Groundwater Discharge Plan, The Downs at Santa Fe, Santa Fe County, New Mexico, unpublished Glorieta Geoscience, Inc. consulting report to Santa Fe Racing, Inc., 3p
- New Mexico State Engineer (1966), Rules and Regulations Governing Drilling of Wells and Appropriation and Use of Ground Water in New Mexico, State Engineer, Santa Fe, New Mexico

PROCESOS BIOFISICOS DE LA "TECNOLOGIA
ALTERNATIVA-APROPIADA" DEL SIDETRAN

José C. Zavala A.
Arturo Ceseño G.
Ana P. Gaxiola F.
Martha A. Rocha G.

TECNICA AMBIENTAL, S.A. DE C.V.
Romano 93, Fracc. Escondida
Tijuana, B.C., México.
TELEFONO (06) 41-08-78
TELEFAX (06) 41-18-01

RESUMEN

La administración eficiente del recurso agua requiere del aprovechamiento de las aguas residuales en las ciudades. Este proceso es mecanizado y sus costos constituye uno de los escollos para lograrlo. Esta realidad constituyó la premisa fundamental en la adopción de la tecnología utilizada por el COLEF en el proyecto denominado Sistema Descentralizado de Tratamiento y Reuso de Aguas Negras en Zonas Urbanas (SIDETRAN), en Tijuana. Mediante un tren de componentes sin partes móviles, el módulo piloto del SIDETRAN logra agua apta para riego en áreas verdes. Su naturaleza pasiva y modular la inscribe dentro de la categoría de "tecnología apropiada".

OBJETIVOS

Técnica Ambiental, S.A. de C.V. pretende alcanzar como metas primarias en la planta piloto SIDETRAN:

- 1.- La Regulación del proceso global.
- 2.- Dirección del proceso de tratamiento.
- 3.- Planeación para expansión y cambios en el proceso.

Estas metas se apoyan con objetivos globales que han sido planeados y programados por periodos de tres meses para el estudio y evaluación de la planta piloto. Esto último es con la finalidad de detectar la variabilidad de la composición del agua a tratar con las estaciones del año y poder establecer las condiciones de operación en cada periodo.

Este trabajo presenta la descripción del proceso, los resultados de las evaluaciones preliminares de las unidades individuales que conforman el proceso y el programa de trabajo a desarrollar durante el primer periodo de operación.

DESCRIPCION DEL PROCESO

El prototipo de la planta piloto SIDETRAN está conformado fundamentalmente por unidades de tratamiento convencionales, con una secuencia común (Fig. 1). El proceso es tanto biológico como físico, éste incluye:

* Tratamiento preliminar a través de reja para separación de materiales de desecho (basura).

* Tratamiento primario para separación de sólidos a través de una microcriba. También controla olores al incrementar el oxígeno disuelto del agua en aproximadamente 3 mg/L. Esta aereación pasiva inicia una floculación de partículas coloidales que de esta forma van adquiriendo susceptibilidad a la sedimentación.

* Tratamiento secundario. i) A través de biofiltros I y II donde se efectúa la remoción de materia orgánica disuelta (DBO), la producción de sólidos que posteriormente floculan (Matasci, Kaemfer, y Heidman 1986) y la nitrificación y desnitrificación parcial por nitrosomonas-nitrobacter y bacterias facultativas heterotrofas, (Parker y Richards 1986). La eficiencia en ambos mecanismos depende indudablemente de la transferencia de oxígeno y nutrientes del líquido a través de la biopelícula.

ii) Sedimentación en tanque circular con deflector al centro, donde se efectúa la clarificación del efluente debido a la formación de grandes floculos (aglomeración de sólidos finos, coloides y biomasa) de alta sedimentabilidad. Los lodos resultantes, tanto en la microcriba como en el sedimentador, son conducidos a la formación de composta.

* Tratamiento terciario para pulimento del efluente secundario en un pantano construido.



Fig. 1.- Secuencia de unidades de tratamiento.

En los últimos diez años ha sido de gran interés el uso de reactores de película fija (biopelícula) para el tratamiento de aguas negras. Esto principalmente debido a su simple operación y requerimientos reducidos de volumen de reactor y necesidades de espacio (Lee y Stensel 1986). En el presente, con el uso de biofiltros es posible producir efluentes de tan buena calidad, en términos de demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y sólidos suspendidos, como aquellos obtenidos en el proceso de lodos activados (Norris, et al 1982). Estos últimos involucran el mantenimiento de un cultivo microbiano suspendido con recirculación de lodos desde el sedimentador, mientras que en el proceso de biofiltros esta recirculación no se requiere, puesto que en éstos, el crecimiento biológico ocurre ligado a un medio fijo (efecto de células inmobilizadas), (MOP/8; WPCF 1977).

Toda instalación que involucra biofiltros presenta sus propias características, por lo que no existe método general que se considere adecuado para operar todas las plantas. Por lo tanto debe presentarse

la flexibilidad de modificar o adaptar ciertas variantes como la operación en paralelo o en serie a fin de determinar las mejores condiciones. Con base en esto, la planta piloto SIDEIRAN tiene previsto ambos modos de operación (Fig. 2 y 3), mismos que serán operados y evaluados bajo nuestro plan de trabajo.

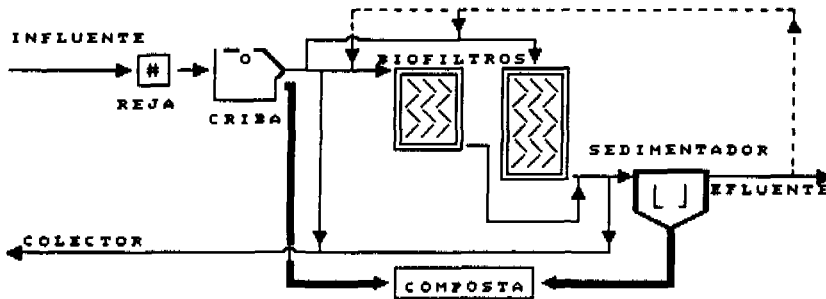


Fig. 2.- Proceso en paralelo

Por repartición de las cargas a las unidades de proceso (biofiltros) la capacidad de la planta puede ser incrementada (Noland y Mather 1981). Por otra parte, con la disposición de los biofiltros en serie, en caso de una sobrecarga orgánica, cabe esperar que esta sea removida secuencialmente a través de dos estados.

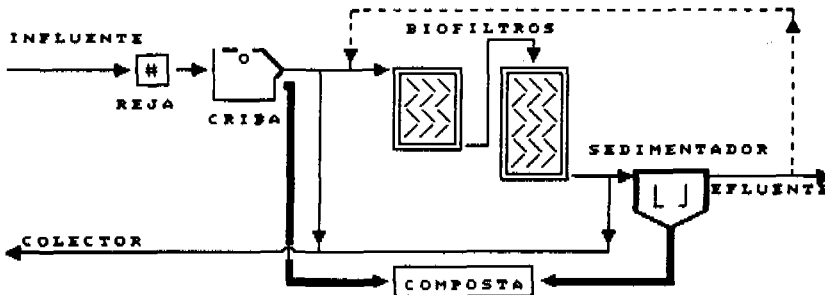


Fig. 2.- Proceso en serie.

Existen condiciones que podrían presentarse durante la operación de la planta en las cuales el efluente clarificado tendría que ser recirculado, pese a la repercusión económica del proceso (Grady y Lim 1980):

1.- La carga orgánica excede 400 mg/l de DBO. Puesto que concentraciones en exceso conllevan a una limitación en la transferencia de oxígeno hacia la biopelícula (Williamson y McCarty, Parker y Merrill, 1976, 1984), afectando el crecimiento microbiano, entonces la recirculación es requerida para aumentar la remoción de DBO.

2.- Si el gasto del influente es insuficiente para mantener la carga hidráulica por arriba del valor mínimo recomendable para el biofiltro, se debe incrementar el gasto vía recirculación.

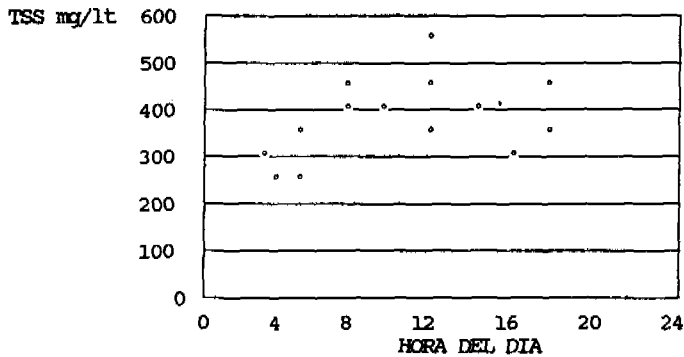


Fig. 4.- Variación de sólidos suspendidos totales

Tabla 2.- Características del influente (valores promedio).

DBO, mg/L	315.0
DQO, mg/L	807.9
NH ₃ -N, mg/L	41.2
TSS, mg/L	1770.0
Alcalinidad, mg/L	419.0
pH	8.2

Evaluación de la microcriba

Pruebas efectuadas por De Treville, De La Parra y Barilotti (1985) para conocer la cantidad de sólido separado por microcribas de distinta apertura de malla, con aplicación de 250 - 400 mil litros por cada tipo. Los resultados reflejaron que el uso de malla de 0.5 mm (0.02 plg) efectúa la remoción de arena y un incremento en flóculos. Además mayor separación de sólidos por volumen de agua. La Tabla 3 resume estos resultados.

Con base en esto, para el caso en particular, se ha seleccionado esta apertura de rejilla.

Tabla 3.- Resultados de pruebas comparativas de rejillas.

SEPARACION DE REJILLAS	% DE REMOCION			SOLIDOS SEPARADOS (FOR C/1000 m ³)
	ARENA	ARENILLA	FLOCULOS	
0.020	97	50	+6	0.46 m ³
0.040	56	11	7	0.26 m ³
0.060	37	9	3	0.23 m ³

3.- La tercera situación es cuando el agua residual contiene una alta concentración de inhibidores del crecimiento microbiano, causando baja remoción de DBO.

La Tabla 1 presenta los datos de diseño y características del equipo de la planta piloto SIDETRAN. Parte de esta información está basada en experiencias previas reportadas por De Treville, De La Parra y Barilotti (1986).

Tabla 1.- Datos de diseño para operación y características de equipo.

Flujo de diseño, m ³ /d	345.6
Carga orgánica, kg/m ³ .d	2.4
MICROCRIBA	
Malla, mm	0.5
Ancho, cm	72.4
Flujo, m ³ /d	259
BIOFILTRO I	
Tipo del medio	Plástico
Dimensiones, m	2.44 x 2.44 x 3.66
Area específica, m ² /m ³	105
Carga orgánica, kg/m ³ .d	2.4
BIOFILTRO II	
Tipo del medio	Plástico
Dimensiones, m	2.44 x 2.44 x 5.49
Area específica, m ² /m ³	105
Carga orgánica, kg/m ³ .d	2.4
SEDIMENTADOR	
Profundidad, m	3.55
Localización del vertedero	Periférico

El transporte del fluido es conducido a todas las unidades de tratamiento por caída gravitacional, excepto en el caso de la recirculación del efluente clarificado y el retorno del flujo excedente al colector.

RESULTADOS PRELIMINARES

Características del agua a tratar

La composición del influente a tratar en la zona de ubicación de la planta es de origen doméstico/comercial. Presenta variación en el contenido de sólidos suspendidos totales (Fig.4), teniendo un mínimo en las primeras horas del día, un máximo al mediodía y un ligero repunte al anochecer. La Tabla 2 muestra los valores promedio obtenidos.

Evaluación de biofiltros

Un gran número de métodos han sido usados para el diseño de torres empacadas. El volumen del medio filtrante y la profundidad requerida para alcanzar una concentración específica de DBO en el efluente puede variar significativamente según sea el método de diseño aplicado. Los métodos más frecuentemente utilizados son quizá a través de curvas de operación (por lo general "por ciento de remoción de DBO" contra "carga orgánica") y el uso de ecuaciones derivadas empíricamente.

Curva de operación

La remoción de DBO se probó como una función de la carga del biofiltro. Con un $\pm 5\%$ de la carga de diseño (150 lbs. de DBO/1000 pie³, la remoción media fue del 71.4% (Fig. 4), ligeramente abajo del valor esperado (75%).

El método de la Curva de operación no incluye la profundidad como base de diseño, lo cual implica que la eficiencia de remoción de DBO no cambia con la profundidad. Para determinar si las profundidades de los biofiltros afectan la eficiencia del tratamiento se compararán ambos biofiltros (I y II) bajo condiciones idénticas de carga orgánica.

Ecuaciones de diseño

Varias ecuaciones de diseño han sido desarrolladas para predecir la remoción de DBO soluble a través de la combinación de biofiltro y clarificador. La mayoría de estas ecuaciones resultan de modificaciones a la ecuación de Velz. Esta establece la relación entre la remoción de materia orgánica y la profundidad del biofiltro. Ecuaciones sucesivas han incluido variables de operación importantes, tales como la temperatura y la carga hidráulica. Las ecuaciones de diseño y predicción 1 y 2 (2.1 y 2.2) son representativas de las diversas ecuaciones propuestas y aplicadas exitosamente por Richards-Reinhart (1986) y Harrison-Daigger (1985) en la evaluación de biofiltros similares a los aquí presentados. De ahí que habrán de ser aplicados en la predicción de operación de los biofiltros I y II, determinando los parámetros implicados en ellas (k, n, R) y de ser necesario efectuar modificaciones pertinentes para el caso en particular.

$$\ln S_0/S_e = kAL\theta(T-20)/Q^n \quad (1)$$

Donde:

S_0 = DBO en el influente, mg/L

S_e = DBO en el efluente, mg/L

k = Coeficiente cinético, (L/m².s)ⁿ

A = Área específica de contacto en el medio, m²/m³

L = Profundidad del biofiltro, m

θ = Factor de corrección para la temperatura, ($\theta = 1$)

T = Temperatura, °C

Q = Carga hidráulica, L/m².s

n = Coeficiente hidráulico

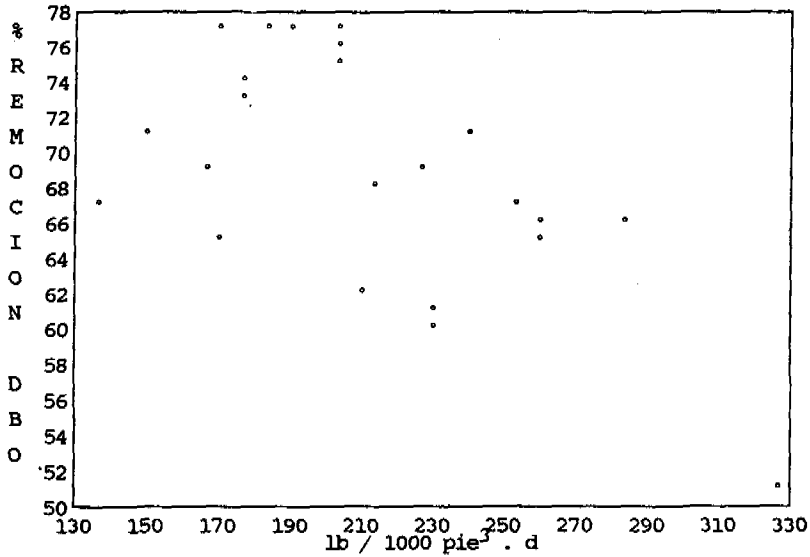


Fig. 4.- Por ciento de remoción de DBO en función de la carga orgánica.

La ecuación 2.1 es la modificación a la ecuación de Velz, la cual predice la calidad del efluente como DBO soluble:

$$S_e = (S_b) \exp (-k d \theta / THL^n) \quad (2.1)$$

Donde:

- S_e = DBO soluble en el efluente del biofiltro, mg/L
- S_b = DBO soluble en el influente al biofiltro mas reciclo , ambos bombeados como influente al biofiltro, mg/L
(Nota: S_b = (S_i + S_e R) / (R + 1))
- k = Coeficiente cinético, pies²/pies³.d
- θ = Factor de corrección para la temperatura = b(T-20), donde "b" toma el valor de 1.035 comúnmente y T = temp. del agua en °C
- THL = Carga hidráulica total (incluyendo reciclo), gpm/pies²
- d = Profundidad del medio, pies
- n = Coeficiente hidráulico
- S_i = DBO soluble en influente secundario (efluente primario), mg/L
- R = Razón de recirculación

La segunda ecuación convierte el DBO soluble a DBO total. El DBO total es probable que sea el principal parámetro concerniente con estándares de regulación. El DBO total puede ser determinado usando la siguiente ecuación:

$$L_e = S_e + (X_e) (pDBO_e) \quad (2.2)$$

Donde:

I_e = DBO total en el efluente secundario, mg/L

S_e = DBO soluble en el efluente secundario, mg/L

X_e = TSS en el efluente secundario, mg/L

$pDBO_e$ = DBO particular en el efluente secundario, lb DBO/lb TSS

REFERENCIAS

- De Treville, S., De La Parra, C. y Barilotti, C. (1986)
Tijuana wastewater treatment: an innovative low-tech approach for water reuse and resource enhancement. Six months of results and applications. Southwest Wetlands Interpretative Association, Imperial Beach, CA.
- Grady, L. y Lim, H.C. (1980)
Biological wastewater treatment. Theory and applications. Marcel Dekker, N.Y.
- Harrison, J.R. y Daigger, G.T. (1985)
A comparison of trickling filter media. 58th Annual Conference of the Water Pollution Control Federation, Kansas City, Missouri.
- Lee K.M. y Stensel, H.D. (1986)
Aeration and substrate utilization in a sparged packed-bed biofilm reactor. Journal WPCF, 58, 11, 1066 pp.
- Matasci, R.N., Kaempfer, C. y Heidman, J.A. (1986)
Full-scale studies of the trickling filter/solids contact process. Journal WPCF, 58, 11, 1043 pp.
- Noland, R.F. y Mather, W.A. (1981)
Design to optimize multi-stage unit process for peak flows. Journal WPCF, 53, 3, 340 pp.
- Norris, D.P., et al (1982)
Production of high quality trickling filter effluent without tertiary treatment. Journal WPCF, 58, 7, 774 pp.
- Parker, D.S. y Richards, T. (1986)
Nitrification in trickling filters. Journal WPCF, 58, 9, 896 pp.
- Parker, D.S. y Merrill, D.T. (1984)
Effect of plastic media configuration on trickling filter performance. Journal WPCF, 56, 959 pp.
- Richards, T. y Reinhart, D. (1986)
Evaluation of plastic media in trickling filters. Journal WPCF, 58, 7, 774 pp.
- Williamson, K. y McCarty, P.L. (1976)
A model of substrate utilization by bacterial films. Journal WPCF, 48, 9.

A PROPOSED WATER RESOURCE FOR THE GAZA STRIP

Omar Matar and M.D. Smith, Waste Water Reclamation

The Gaza Strip extends along the southern part of the eastern coast of the Mediterranean Sea for about 41 km. It varies in width from 7 to 12 km and occupies a total area of about 360 square km.

The total population of the Gaza Strip is currently about 650,000. The population live in several cities, villages and refugee camps.

The annual water demand for the population of the Gaza Strip has been estimated to be about 100 M.C.M. for domestic, agricultural and other purposes (Y. Abu Malla, 1984). Agriculture is the major consumer while there is little industrial demand because there is little industry in the region. Most of the consumer water is pumped from the sandstone aquifer which lies underneath the Gaza Strip extending as far as Mount Karmel to the north. This aquifer has a maximum thickness of about 120 m near the seacoast tapering towards the east until it disappears. It is divided into a number of subaquifers separated by impervious clay layers. This is shown in Fig (1). The thickness of the unsaturated zone varies from 10 to 50 m with an average of about 34 m. The aquifer is replenished mainly by rainfall, irrigation return flow and underground flow from the east. The average annual rainfall over the Gaza Strip ranges from 220 mm in the southern parts to 400 mm in the north. Most of this occurs within a very short period during January in the winter. The total replenishment has been estimated to be around 60 M.C.M. yearly which means a shortage of about 40 M.C.M. every year. This overpumping has caused sea water intrusion in some places along the shore, yet the salinity levels in the ground water increase progressively toward the east, (negative salinity phenomenon) as is illustrated in Fig (2).

In this paper a proposal for waste water reuse is presented, not as a fully detailed solution, but as one part of an overall integrated solution.

Recycling and reuse of waste water has been in use for several decades in numerous countries, where in some cases it has been adapted as a major component of the national water policy. Treatment technologies and the fields of reuse are beyond the scope of this study but they need to be mentioned in so far as they relate to this paper. This paper can be considered as a preliminary proposal aimed at providing between 20 and 30 M.C.M. of reclaimed waste water for recharge into the underground aquifer following treatment. Treatment would be in a series of stabilisation ponds, then recharge would be via spread basins into the aquifer. If the proposal is adopted a comprehensive study would need to be carried out.

Instead of a central treatment plant for the entire Gaza Strip is neither economical nor practical. Instead three plants are proposed for installation: in the north, the centre and the south, to treat the waste water that is collected. Waste water should be pumped to the plants as follows:

- Plant A, in the southern part would serve Rafah city, Khan Yunis city, the refugee camps around the two cities and another four small villages east of Khan Yunis as shown in Fig. 3.

- Plant B, in the centre of the Gaza Strip would treat the wastewater to be collected from four refugee camps, Deir El Balah city and a small village. This component is likely to be the most difficult, because a complete sewerage system will be needed in an area where no partial sewerage system has been installed.

- Plant C, to the south-east of Gaza city would treat the collected waste water from Gaza city and the northern villages and refugee camps. This would be the largest component because more than 45% of the total population of the Gaza Strip are concentrated within the area to be served.

SITE SELECTION

There are three main factors which have been considered in selecting the plant sites illustrated in Fig. (3). These are:

- 1- Being sufficiently far away from the residential areas so that neither nuisance to the public nor health hazards will be created.
- 2- Availability of land for the three sites. Land is available at all the three sites and the soil consists of sand dunes, so infiltration rates will be favourable to the use of spread basins.
- 3- The salinity levels of the ground water below the three sites are high (more than 800 p.p.m.) and the treated waste water is thought to have salinity concentrations considerably less than these values. Dilution processes is likely to take place, where the recharged water will reduce the salinity levels of the ground water and improve the other characteristics of the water following recharge.

The main disadvantages that are apparent now concern the ground levels in the three sites. All three sites are at higher levels than surrounding areas, so that pumping of the collected waste water will be needed.

In the case of the Gaza Strip where there is little industry, waste water can be re-used relatively easily. The only two applications which are suitable for re-use purposes are irrigation and ground water recharge. Of these, ground water recharge has been choosen and the following three reasons form the basis for this section.

1- Social Factors

Basically attention needs to be given to the acceptance by either the public or farmers for the use of treated wastewater for irrigation, in an area where a high proportion of the farmers have their own water supply (private wells). Any proposal to use treated wastewater for irrigation is likely to encounter opposition under the present political circumstances. Any decision to irrigate cultivated areas with reclaimed wastewater will be considered as an provocative step against the whole Palestinian population. Additionally public reaction from a community of Moslems will almost certainly be extremely hostile.

2- Health Factors

The use of treated wastewater for irrigation has its own risks, where many communicable diseases may be transmitted to those who might be exposed to the effluent directly (such as those who are working in the agricultural field) or indirectly by eating or handling crops have been irrigated with effluent. Guidelines to restrict the re-use of effluent for irrigation have been prepared by W.H.O. and by individual contries habing great experince in this field. These guidelines are aimed to minimize the risks associated with using effluent for irrigation. Without an independent national or regional authority (as is the case in the Gaza Strip) these guidelines could not be enforced effectively.

3- Economic Factors

It is very difficult to make any precise judgment from an economical point of view without a cost-benefit comparison between the re-use of effluent for irrigation or for groundwater recharge.

It is obvious nevertheless that the re-use of wastewater for irrigation purposes would require storage facilities during the winter. Water distribution systems would need to be constructed and pumping stations provided. Wastewater re-use for ground water recharge, on the other hand, does not need any of these facilities if the spread basins, which are suggested, are located close to the treatment plants.

All of these reasons tend to indicate that the re-use of wastewater for irrigation purposes has no advantage over the re-use for ground water recharge.

BIBLIOGRAPHY AND REFERENCE

- 1- Abu Maila, Yusif, Water resources issues in the Gaza Strip, Unpublished paper, 1984.
- 2- Asano, Takashi and Mills, Richard A. Planning and analysis for water reuse projects, Journal of Am. W.W.A. Vol. 82 No. 1, 1990.
- 3- Benvenisti, M. and Khayat, S. The West Bank and Gaza Atlas. West Bank data base project, Jerusalem 1988.
- 4- Dean, Robert B. and Lund, Ebba. Water re-use, problems and solutions, Academic press, London 1981.
- 5- Lewellyn Davies planning. Shelters and services in the West Bank and Gaza, Feasibility study, final report, London 1990.
- 6- Mercado, Abraham. The coastal aquifer in Israel: some quality aspects of ground water management: from Water quality management under condition of scarcity, Academic press, New York and London 1980.
- 7- Metzler, Dwight F. and Russelman Heinz B. Waste water reclamation as water resource, Journal of Am. W.W.A. Vol. 60 No.1 1968.
- 8- Schwartz, J. Water resources in Judea, Samaria and the Gaza Strip, views on the present and future. American Enterprise Institute for public policy research, Washington.
- 9- Shuval, Hillel I. Health considerations in water renovation and re-use from Developments in water quality research, Academic press, London 1970.
- 10- Wachs, Albert M. The outlook for waste water utilisation in Israel: from Developments in water quality reserch, Humphrey science publisher, London 1970.

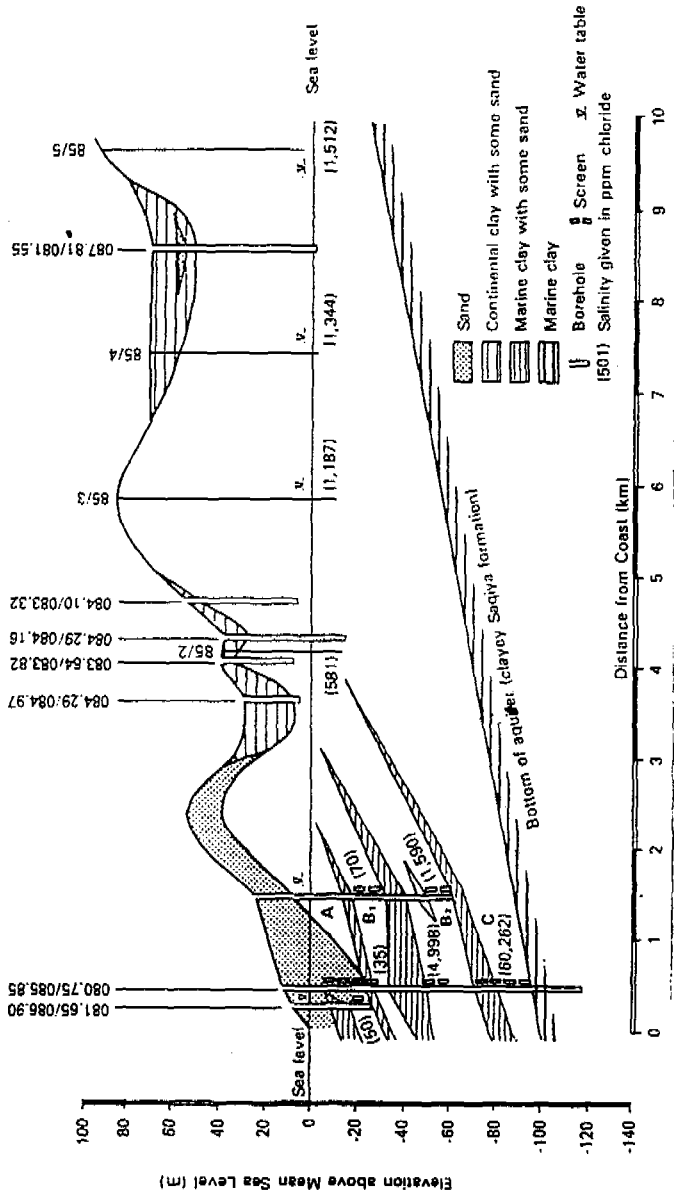


Figure 1. East-west hydrogeological section through the Gaza Strip.
 (Source: Schwartz, 1982.)

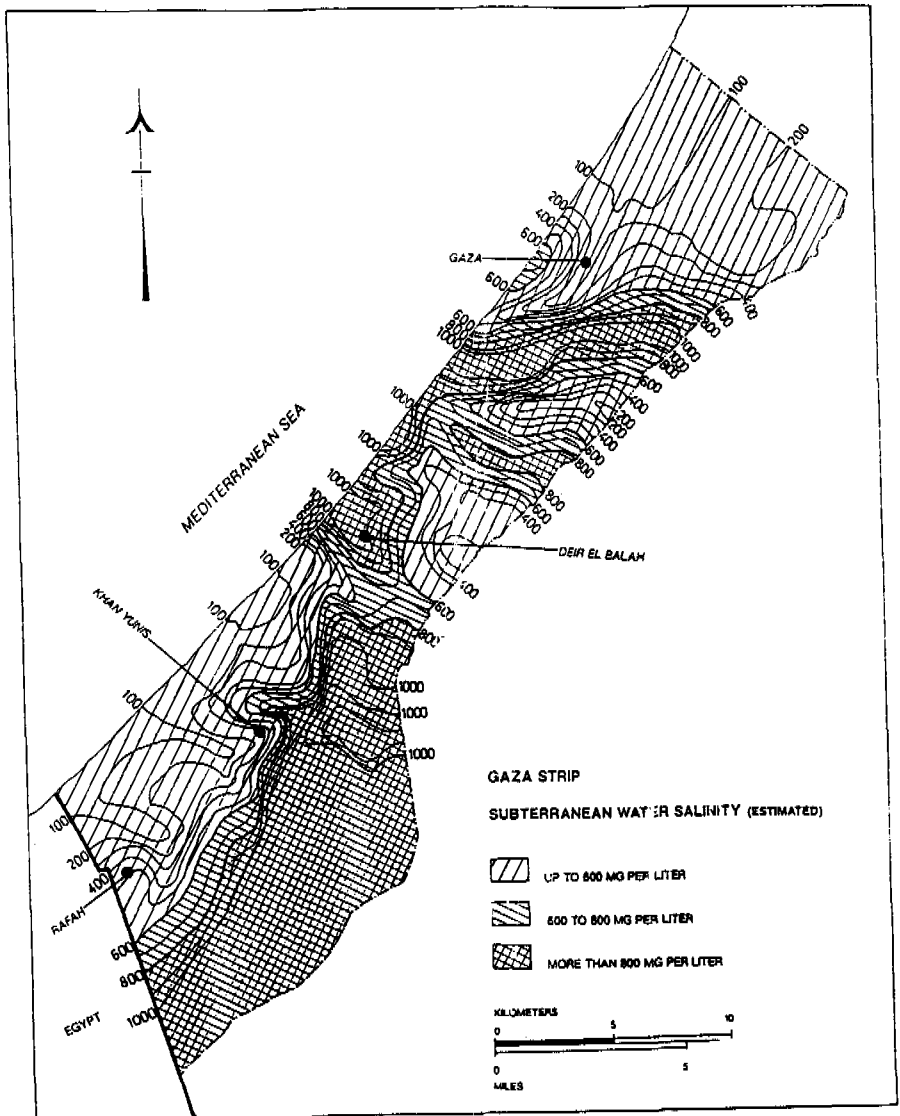


Figure 2. Subterranean water salinity: Gaza Strip.
 (Source: Benvenisti and Khayat, 1988.)

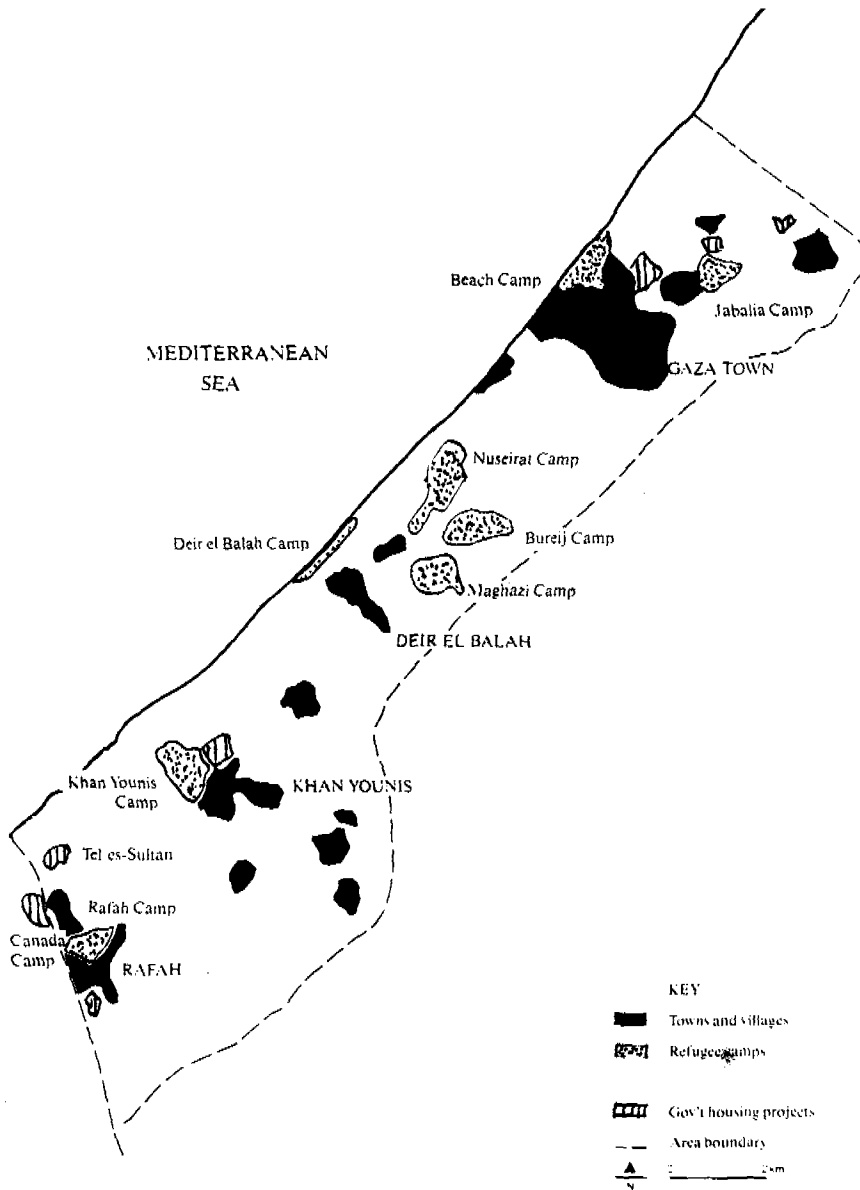


Figure 3. Proposed treatment plant sites.
 (Based on a map in: Llewellyn-Davies Planning, 1990)

USO RECREATIVO DEL AGUA EN EL ESTADO DE MORELOS.

Salvador Aguilar Benítez. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Avenida Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, México.

RESUMEN

El trabajo inicia señalando la influencia de la situación geográfica en los recursos hidrológicos y con una breve reseña del uso recreativo que han tenido los recursos acuáticos de Morelos, resaltando la participación de los balnearios. La relación del agua con el turismo se aborda considerando la existencia de sistemas de drenaje, por lo que el estudio se dirige principalmente a describir los manantiales, escurrimientos, cascadas, pozos, lagos y presas en las porciones de las cuencas de los ríos Nexapa, Cuautla, Yautepec, Apatlaco, Tembembe, Alto y Baño, Amacuzac que pertenecen a la zona analizada. El artículo finaliza con una serie de recomendaciones para el aprovechamiento racional recreativo de los recursos hídricos.

INTRODUCCION

La zona tropical de México, y particularmente la vertiente meridional del Sistema Volcánico Transversal, donde también se localiza Morelos, es una de las más ricas en recepción de radiación solar, la cual sufre variaciones por la acción de los elementos del clima. Sin embargo, en la entidad se conjugan para la existencia de una adecuada y propicia humedad. Estos datos tienen trascendencia, ya que la insolación y la humedad afectan notablemente el crecimiento de las plantas y el desarrollo de los paisajes atrayentes de Morelos, lo que a la vez influye en la atracción turística. La gran insolación que recibe el trópico mexicano, y de paso el territorio morelense, determina la formación de áreas de baja presión en verano, que atraen los vientos alisios húmedos, lo que se traduce en lluvias orográficas muy importantes para la presencia de los notables recursos hidrológicos que han dado fama turística a la entidad.

El desarrollo turístico morelense en los últimos 30 años se ha fortalecido gracias a sus balnearios. Morelos es uno de los estados de la República Mexicana con ms manantiales en proporción a su territorio. Resultados recientes (Aguilar 1989) mostraron que esto es porque son en parte una manifestación secundaria del volcanismo y la entidad está casi en forma total rodeada por relieves endógenos volcánicos acumulativos, que favorecen la condensación del agua en la atmósfera, así como su precipitación e infiltración en el norte y su surgimiento en forma de manantiales en el suroeste.

El aprovechamiento del agua para fines de esparcimiento en la entidad data de tiempos prehispánicos. Los baños de los antiguos mexicanos tenían fines higiénicos, religiosos y recreativos. Los colonizadores españoles no eran afechos al aseo personal como hábito frecuente. La influencia de la cultura indígena se manifiesta en la actualidad, en el uso generalizado de los manantiales para turismo y no solo con propósitos de limpieza. Morelos cuenta con una enorme riqueza hidromineral. El agua de los manantiales curativos tiene cierto grado de calor, casi siempre superior al del ambiente y sustancias disueltas que varían según la temperatura y las rocas de los terrenos que atraviesa.

La contaminación del agua demerita su valor recreativo. Los lugares de mayor contaminación son: 1) La barranca del Pollo. 2) El río Apatlaco, entre Zacatepec y Jojutla. 3) La zona conurbada a la Ciudad Industrial del Valle de Cuernavaca (CIVAC). 4) El río Cuautla, a la altura de la ciudad del mismo nombre. 5) El lago de Tequesquitengo.

CUENCA DEL RIO CUAUTLA

Cuautla, la "ciudad de los balnearios" cuenta con manantiales termales y fríos, lo que depende del subsuelo donde se halle el depósito acuífero. Los primeros son más aceptados, ya que su alto contenido de elementos y compuestos químicos ofrece propiedades curativas. Agua Hedionda es uno de los balnearios más antiguos y precursor en la conquista del turismo. Sus fuentes sulfurosas desprenden hidrógeno sulfurado y contienen sulfuros alcalinos, que le dan olor a huevo podrido. Los 850 l/s que brotan del manantial, permiten disfrutar de agua limpia y corriente a una temperatura promedio de 26° C. En El Almeal hay dos manantiales con un gasto de 1000 l/s de agua potable y dulce, cuya temperatura promedio es de 18 °C. El centro recreativo Las Tazas es de tipo rústico. Tiene tres manantiales de agua fría.

Entre los poblados de Tecomalco y San Pablo Hidalgo, el río Cuautla ha labrado el Cañón Rocío de aproximadamente 90 m de profundidad y 1000 de amplitud. Los frágiles depósitos continentales que constituyen el valle han favorecido la formación de meandros, lagunas semilunares y terrazas aluviales de belleza escénica extraordinaria.

CUENCA DEL RIO YAUTEPEC

El Centro Vacacional Adolfo López Mateos ubicado en Oaxtepec, posee la infraestructura turística más grande de la entidad. Entre sus múltiples atractivos cuenta con una cúpula geodésica de aluminio y acrílico, que protege los manantiales de agua sulfurosa del centro (1000 l/s), así como una flora variada de diversas partes del país. Otros balnearios importantes de esta cuenca son: El Bosque, Itzamtitlán, El Recreo, Las Estacas, El Rollo, San Ramón y El Texcal.

El Bosque se encuentra anexo al fraccionamiento Lomas de Cocoyoc. Cuenta con vegetación abundante, restos arqueológicos, cascada, río, manantiales de agua dulce, potable y fría. Itzamtitlán se ubica en la ribera del río Yautepec, en la población del mismo nombre. Aprovecha el líquido de dos manantiales, uno de agua potable y otro de agua sulfurosa, con una temperatura promedio de

28 °C. El Recreo se sita muy cerca del anterior. Sus albercas tienen agua sulfurosa y refrescante de su propio manantial.

En Las Estacas brotan 7000 l/s de agua ferrosa y azulada, a una temperatura promedio de 17.5 °C. Ahí se origina el primoroso río del mismo nombre, tributario del Yautepec. En cada recodo a lo largo de un km de recorrido, hay ambientes incomparables, apropiados para el buceo recreativo. En uno de ellos se haya la Poza Azul, que tiene una profundidad de ocho metros. El Rollo es uno de los balnearios más grandes. Sus instalaciones pueden atender a 10,000 personas. Se ubica en Tiaquiltanango, en la ribera del río Yautepec. Recibe su nombre de una torre cilíndrica que se construyó por órdenes de Hernán Cortés; servía como atalaya para vigilar el ganado caballar de los conquistadores españoles. Los manantiales del balneario San Ramón se encuentran cerca del poblado de Chiconcuac. Son de agua fría y olor sulfuroso. Los terrenos conocidos como El Texcal, están ocupados por una colada de lava caótica que sustenta vegetación xerófila. Se ubican al este de Cuernavaca, norte de Jiutepec, oeste de Yautepec, suroeste de Tepoztlán. En el extremo sur de El Texcal, se sita el balneario del mismo nombre.

CUENCA DEL RÍO APATLACO

Rocas ígneas extrusivas cuaternarias, así como clásticas terciarias de la sierra del Chichinautzin y del glacis de Buenavista respectivamente, predominan en este sistema de drenaje. Su relativa juventud, y porosidad primaria y secundaria, determinan que la cuenca presente permeabilidad alta, lo que contribuye a la abundancia de agua subterránea y de manantiales que dan origen a balnearios como: Ex-hacienda de Temixco, Real del Puente, Palo Bolero, Apotla, Iguazú, Real de San Nicolás y Los Naranjos.

La Ex-hacienda de Temixco fue ingenio, criadero de ganado, centro maderero, y molino de arroz. Ahora es uno de los balnearios de mayor amplitud y el más cercano a Cuernavaca. Se ubica en la ribera del río Apatlaco en el municipio de Temixco. La Hacienda Real del Puente fue fundada en 1574 en el lindero del camino real de Xochitepec, al norte de la población del mismo nombre. La actividad principal que se realizaba era la de beneficio y fabricación de piloncillo. Es admirable la arquitectura de la hacienda. El agua templada y dulce llega por bombeo de un manantial cercano.

Al sur de Acatlpa, se ubica el manantial de Palo Bolero, que a causa de los temblores de septiembre de 1985, redujo su caudal. El río Cuentepec que pasa por el balneario en cuestión, junto con su vegetación riparia, una cascada y una gruta natural iluminada (formada por el intemperismo químico de las calizas de la sierra de Xochicalco) integran sus principales atractivos. Al considerar que el líquido para usos recreativos tiene que satisfacer las normas más elevadas de calidad, es negativo que el río mencionado que recibe las aguas urbanas residuales de Temixco y parte de las de Cuernavaca, atravesase la gruta; después de caer en la cascada y unirse con el fluido limpio del manantial, continúa su camino hacia el sur entre el bosque de galería.

Cerca de Xxocotla, se encuentra el balneario rústico Apotla, sobre el río Colotepec, afluente del Apatlaco. Entre sus atractivos destacan la cascada Apozonalco, una playa en el escurrimiento, una gruta con pinturas rupestres, un puente colgante y un pozo profundo de agua dulce y templada que alimenta a las albercas. El balneario Iguazú ubicado en el municipio de Zacatepec, obtiene el agua para sus instalaciones de un pozo profundo cuyas características son: sulfurosa con una temperatura promedio de 23.5 °C.

Real de San Nicolás se ubica cerca del poblado Galeana, a un lado del río Apatlaco, en una hacienda fundada en 1688 por Pedro Cortés, nieto de Hernán Cortés. Conserva su estructura arquitectónica. Utiliza agua templada extraída de un pozo por bombeo. Entre sus atractivos tiene una cascada artificial. Los Naranjos se sita en la ciudad de Jojutla. Las albercas se alimentan con agua templada de pozo.

Las barrancas del centro y oeste de Cuernavaca son resultado de la erosión fluvial del glacis de Buenavista. Su extraordinaria belleza como por ejemplo en el Salto de San Antón, ha disminuido por la acumulación de desechos sólidos y aguas residuales domésticas que en ellas se vierten.

En el extremo noroeste de la cuenca se localizan las lagunas de Zempoala, formadas por la existencia de cuencas cerradas por las coladas de lava de La Gloria y El Tabaquillo, así como por las condiciones de impermeabilidad del suelo integrado por arcilla bentonítica. El nivel de agua de las pozas desciende cada día más por factores naturales y humanos.

CUENCA DEL RÍO TEMBEMBE

Los balnearios más importantes de la cuenca son: Ojos de Agua y La Playa. Ambos son rústicos. El primero se localiza en Cuauchichinola; sus albercas son alimentadas por manantiales. El segundo se ubica cerca de Tetecala. Próximo a esta población hay un lago donde se pueden pescar mojarras y tilapias y en sus inmediaciones se alquilan caballos. Al oeste de Puente de Ixtla, se situaba el balneario San Juan. El pozo artesiano de agua templada y sulfurosa que se utilizaba para abastecer las albercas, se secó como consecuencia de los temblores de septiembre de 1985. El líquido que queda ahora es bombeado para uso doméstico.

En la laguna casi redonda de El Rodeo, se practica de manera óptima patinaje acuático por no tener oleaje. En sus aguas azul claro se da la pesca deportiva de tilapia y carpa. La laguna de Coatetelco que fue un importante lugar turístico, se secó en 1988, lo que es un síntoma del deterioro ecológico de la cuenca del Tembembe.

CUENCA DEL ALTO AMACUZAC

A partir de 1820, al construirse la presa de Alpuyecay y un canal al río Apatlaco, se transformaron algunas tierras de temporal en riego, a fin de sembrar caña. Los excedentes de agua aumentaron el tamaño del lago de Tequesquitengo, ya que no tenía salida. Poco a poco el líquido invadió el pueblo de San Juan Tequesquitengo. En fecha reciente un grupo de aficionados al deporte acuático encontró en el sureste del lago la torre de una iglesia. Este cuerpo de agua es el único de Morelos con instalaciones para practicar deportes náuticos. Su eje mayor mide 7.7 km y el menor 2.7. La profundidad máxima es de 30 m.

Los balnearios más importantes de esta cuenca son: Tequesquitengo SPA y Los Amates. El primero ubicado a la orilla del lago tiene un pozo de agua potable para abastecer sus albercas. El segundo se localiza en la población de Puente de Ixtla. La entrada es por un puente colgante sobre el arroyo Salado. La abundancia de agua potable templada proveniente del subsuelo que abastece las albercas, se obtiene por el sistema de bombeo.

CUENCA DEL BAJO AMACUZAC

Los balnearios de este sistema fluvial son: Isstehuiltla, Las Plamas, La Ribera, Las Huertas y Los Manantiales. El primero se sita al sur de Tehuixtla en la ribera meridional del río Amacuzac. Tiene un borbollón de aguas sulfurosas con temperatura de 25 °C. Debido a los temblores de septiembre de 1985, los ríos subterráneos que alimentan los manantiales cambiaron de curso y una gruta quedó llena de agua por lo que ahora sólo puede visitarse con equipo de buceo. Las Palmas se localiza en Tehuixtla, pasando el puente del Amacuzac río abajo, casi frente al Isstehuiltla. Aprovecha las corrientes subterráneas cercanas al cauce del escurrimiento mencionado y obtiene por bombeo agua sulfurosa, cuya temperatura es de 25 °C. La Riviera también se sita en Tehuixtla. Está rodeado de amplios jardines. A las aguas sulfatado-sódicas de sus albercas se les atribuyen propiedades curativas. Las Huertas y Los Manantiales, ubicados al sur de Xicatlacotla, en el municipio de Tlaquiltenango, cuentan con aguas termales y sulfurosas. Su aspecto rústico y natural los ha convertido en oasis dentro de los lomeríos resecos meridionales de Morelos.

En general el grado de aprovechamiento del río Amacuzac para el solaz humano, aparte de su belleza propia, depende del lugar por donde pase y de su accesibilidad. Por atravesar localidades pequeñas recibe poca agua de desecho y la contaminación de este escurrimiento no es tan grave como en otros de la entidad. Por esto su valor turístico aumenta. Presenta estados jóvenes maduros y viejos según la geofoma por la que escurre. La impetuosidad y fuerza que tiene en sus trayectos de edad juvenil, producen manifestaciones de gran belleza en forma de caídas de aguas los rápidos, además de poseer una enorme significación escénica, son lugares propicios para practicar deportes náuticos. Las partes de este escurrimiento ubicadas en topofomas semiplanas manifiestan características del estado maduro o senil. La suave corriente a la altura de Tehuixtla presenta posibilidades para realizar viajes recreativos en barcas pequeñas. En las riberas niveladas existen playas factibles de usarse para acampar, pescar (bagre y mojarra), nadar y otras actividades recreativas al aire libre. Cerca de su origen y al oeste de Huautla, el Amacuzac ha labrado cañones profundos que son atractivos naturales.

CUENCA DEL RIO NEXAPA

Aguilar (1990) descubrió que el área meridional de este sistema fluvial, es la única porción de los límites de Morelos que no está formada por montañas. La geofoma plana al sur de Acochiapan, y la esponjosidad de la estructura geológica facilitan que el agua drene en forma de escorrentía subterránea y aflore fuera de la entidad, lo que explica en parte la reducida cantidad de manantiales en comparación con otras cuencas de Morelos y de paso las menores posibilidades de desarrollo económico turístico.

El balneario Las Termas de Atoyac se ubica en el poblado del mismo nombre en el municipio de Jonacatepec. Lo alimentan seis manantiales de aguas ferruginosas con temperatura promedio de 37°C. Contienen sales de hierro (sulfato o carbonato) y se reconocen por su sabor metálico astringente muy pronunciado. Se usan con fines medicinales, higiénicos y de esparcimiento desde hace siglos. Ahora se han convertido en factor básico del turismo regional. El balneario Las Pilas se sita también en el municipio de Jonacatepec. Tiene una zona arqueológica, que data de 500 a 600 años después de Cristo. Cuenta con un manantial. En la actualidad esta fuera de servicio. En la cabecera de la cuenca del Atoyac (al igual que el extremo noreste de la del Cuautla), la presencia de nieve forma paisajes propicios para la recreación. La combinación del relieve escarpado con la perenne red hidrográfica proveniente del deshielo del Popocatepetl, origina caídas de agua como las que están a ocho km al norte de Tetela del Volcán, llamadas El Salto y Valle de Amatzinac. Tienen una altura de 10 m, gasto adecuado y facilidades de observación, en un clima templado, dentro de un valle rodeado de volcanes y vegetación de pino-encino en las partes altas, y de galería en el escurrimiento a que dan origen. El agua es transparente y fría.

RECOMENDACIONES

1) Lo primero que debe hacerse es reforestar las cabeceras de las cuencas y evitar el surgimiento de asentamientos humanos en ellas. Es conveniente limitar el crecimiento urbano, agrícola, industrial y turístico en áreas de recarga de acuíferos como la del Texcal que se ubica en los municipios de Tepoztlán, Yautepac, Cuernavaca y Jiutepec. 2) Por la naturaleza torrencial de las precipitaciones, es aconsejable construir pequeños almacenamientos (que no alteren el equilibrio hidrológico, como se ha hecho en el arroyo Atongo cerca de Amatlán). En ellos es posible establecer acuarios con especies que se adapten a las condiciones ecológicas a fin de incrementar el turismo. 3) En los balnearios con manantiales de agua fría como Las Tasas, El Almeal, Las Estacas, pueden sembrarse truchas para la alimentación y pesca deportiva de los turistas. 4) Se debe fomentar el campismo para evitar que los turistas que visitan los balnearios más importantes regresen a su lugar de origen el mismo día. En el área de campamento pueden instalarse tiendas

que vendan productos típicos de la entidad; así como material bibliográfico y cartográfico que proporcione información sobre la conservación del agua. 5) A un km al norte de la desembocadura del Yautepec en el Amacuzac, desde 1938 hasta hace pocos años, funcionaba la planta hidroeléctrica Las Fuentes. Sus instalaciones pueden reconstruirse y establecer un museo pequeño referente a la energía eléctrica, que puede diseñar y cuidar el Instituto de Investigaciones Eléctricas y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, ubicados en Morelos. 6) La torre cilíndrica de El Rollo es factible de remodelarse e instalar cerca a ella un criadero de equinos, con hipódromo, por haber sido ahí uno de los primeros lugares de América donde se reprodujeron caballos. Se puede inaugurar en 1992 para celebrar los 500 años del "descubrimiento" del continente americano. 7) En las barrancas de Cuernavaca pueden aprovecharse los desniveles para colocar puentes colgantes y presas pequeñas, que les den un aspecto diferente, convirtiéndose en áreas verdes y parques. 8) El uso de las cascadas de Tetela del Volcán debe considerar la protección de las áreas boscosas septentrionales. Mientras más natural se mantenga este bello recurso, reeditar más beneficios en todos los aspectos. 9) La regeneración de las Lagunas de Zempoala es posible si se reforestan, limpian y construyen barreras en los escurrimientos que las alimentan. La vegetación acuática puede controlarse con carpas herbívoras. 10) En Coatetelco es urgente sacar el azolve de la laguna y de los drenajes que la alimentan, restringir el funcionamiento de pozos, limitar el uso agrícola del agua, abrir sistemas naturales de abastecimiento para que le llegue líquido de la cuenca del Tembembe, aprovechar cultivos que no requieran mucha agua, reforestar la cabecera del sistema fluvial, sembrar en el vaso lacustre vegetación riparia a fin de conservar la humedad edáfica y que sirva de refugio a la avifauna silvestre como la garza blanca *Casmerodius albus*. 11) En los desniveles del canal que abastece de líquido a la laguna El Rodeo se pueden establecer cascadas artificiales y en sus orillas pequeñas albercas para diversión de los visitantes.

REFERENCIAS

- Aguilar, S. (1990). Dimensiones Ecológicas del Estado de Morelos. Editorial UNAM, México.
- Aguilar, S. (1989). Geografía Física y Turismo en el Estado de Morelos. Facultad de Filosofía y Letras, UNAM, México.

PROYECTO TEXCOCO: UN PROGRAMA DE APROVECHAMIENTO INTEGRAL DEL AGUA

Rodrigo Murillo Fernández Consultivo Técnico, I.M.T.A. Martín Molina Ochoa Subgerencia de Evaluación y Seguimiento Ambiental COMISION NACIONAL DEL AGUA Tepic 39, C.P. 06760, México, D.F.

RESUMEN

El desarrollo de las grandes urbes de nuestra época implica la imperiosa necesidad de realizar intensos esfuerzos por solucionar los problemas de abastecimiento de agua potable, disposición de aguas residuales, control de avenidas y de erosión y la consecuente alteración del equilibrio hidrológico de la propia cuenca, así como de las aportadoras y receptoras del recurso.

Comúnmente se realizan enormes inversiones para resolver sólo uno de los problemas mencionados y en pocos años se registran sus efectos adversos, los cuales deben entonces solucionarse. Esta metodología debe ser desechada, ya que en ocasiones las obras inducidas que se requieren, o los efectos desfavorables, resultan más onerosos que la obra que las provocó. En las áreas urbanas, las aguas residuales son un recurso sumamente valioso, pues su tratamiento y reuso permiten liberar aguas de buena calidad para usos prioritarios y reducir los problemas de contaminación y evacuación de aguas negras mediante grandes obras, que perjudican a las regiones receptoras. Se presenta un caso en que una región seriamente afectada, indujo a considerar su solución en forma integral.

ASPECTOS GENERALES

Al desarrollarse por vulcanismo la sierra Chichinautzin, se creó la Cuenca Endorreica de México, en la que se formaron grandes lagos que llegaron a ocupar 600 km² en la época precolombina. Durante muchos siglos, los lagos fueron los receptores naturales de las aguas del Valle de México, regulando con su nivel el exceso o defecto anual de aguas en la cuenca. Eran además, fuente de abastecimiento de agua y alimentos para los pobladores de la región.

En la época prehispánica, la Gran Tenochtitlan requirió la construcción de obras hidráulicas de protección, como el albarredón de Netzahualcóyotl (1449), que separaron las aguas dulces del lago de México de las saladas del Lago de Texcoco. Durante la Colonia, el crecimiento de la capital de la Nueva España propovó la reducción de los lagos y la construcción del túnel de Nochistongo, que por derrumbes se convirtió el tajo (1608-1789) e inició el desague del Valle hacia el río Tula.

En el México Independiente, se presentaron eventualmente inundaciones, por lo que se construyó el Gran Canal del Desague y el túnel de Tequisquiatic (1856-1900). En este siglo, la notable reducción de las áreas de regulación, los hundimientos del subsuelo, la reducción de las superficies de infiltración por urbanización y la desoforestación, obligaron a la realización del segundo túnel de Tequisquiatic (1940-1946) y del Emisor Profundo (1967-1975). Además, la ejecución de importantes obras por la dotación de agua potable han acarreado sus propios inconvenientes, como el abatimiento de los acuíferos, que provoca la subsidencia regional y la alteración hidrológica de las cuencas vecinas. Bajo estas circunstancias, el Valle de México presenta un panorama distinto al que relatan los conquistadores: su clima es extremoso, sus bosques han desaparecido, la fauna natural está casi extinguida y sólo quedan reducidos vestigios, con aguas contaminadas, de los antiguos lagos en Zumpango, Texcoco y Xochimilco.

MEJORAMIENTO DE CUENCAS

Por la intensa deforestación de la parte alta y media de la subcuenca, el panorama en 1971 reflejaba altos índices de erosión y los escurrimientos de la zona oriente redujeron su tiempo de concentración e incrementaron su volúmen produciendo inundaciones, la pérdida de suelos y la reducción de la recarga, lo que obligó a considerar un amplio programa hidrológico forestal para establecer mejores características hidráulicas e hidrológicas y evitar el transporte de sedimentos que podría producir un temprano azolvamiento de la infraestructura hidráulica. Al mismo tiempo, fueron acometidas las taras de reducir la erosión y el transporte de suelos, incrementar la recarga de acuíferos, efectuar la corrección de cauces, reforestar y proporcionar asistencia agropecuaria así como lograr la concientización de las habitantes de la zona, de los beneficios que produciría la rehabilitación de los bosques. En poco tiempo ellos mismos se convirtieron en promotores de las obras necesarias, que comprenden: la construcción de 1 135 represas escalonadas; la ejecución de 1 882 km. de terrazas a nivel y el subsuelo correspondiente; la excavación de 1 560 km de zanjas-trincheras y 330 000 cepas y la plantación de 19 millones de árboles forestales y frutales, en un área de 14,000 ha.

La zona receptora, el lago propiamente dicho, presenta factores geomorfológicos muy diferentes, con una superficie casi horizontal de 145 km²., con alta salinidad y sodicidad en sus aguas subterráneas que alcanza concentración máximas de 64 000 ppm en los primeros 60 m; suelos con estructura criptocristalina (amorfa), casi impermeables y muy débiles y deformables, sobre los cuales se descargaban en forma caótica aguas pluviales y negras, que al evaporarse representaban, las primeras, una pérdida invaluable y las segundas, un foco de polución, al ser arrastrados por el viento los detritus que dejaban, conjuntamente con los suelos desecados del lecho del exlago, hacia la mayor concentración urbana y económica del país, la Ciudad de México.

Por las distintas características del antiguo embalse, las acciones se enfocaron a fijar los suelos y crear un nuevo paisaje, con la pastización de 5 000 ha con pasto salado (*distichlis spicata*), especie propia de la zona, que además de fijar los suelos, modifica su estructura y la hace más benigna por otras especies, sirve como forraje a 2 000 vacunos y mejora las condiciones climáticas del hasta hace poco extremo ambiente. Ha sido posible establecer 12 km de barreras rompevientos de árboles de las especies tamarix y transforman radicalmente al exlago. En las zonas con características propicias, se realiza el lavado de suelos mediante la instalación de drenaje, subdrenaje y aplicación de láminas de aguas tratadas, que permite incorporarlas a actividades agrícolas.

TRATAMIENTO E INTERCAMBIO DE AGUAS

El único recurso abundante, está representado por las aguas negras de la zona urbana, por lo que instrumentó un ambicioso programa para su reuso, que comprende la construcción de plantas de tratamiento de diverso tipo, a fin de probar y adaptar distintas tecnologías, bajo condiciones del valle de México. Se encuentra en operación una planta de tratamiento de aguas a nivel secundario de lodos activados convencional que incluye digestión aeróbica de lodos, con capacidad para 1 000 l/s; una laguna facultativa con recirculación de tratamiento secundario para 500 l/s, que aprovecha la energía solar en procesos facultativos naturales, con costos de operación reducidos.

En 1987, se inició la construcción la primera planta en Latinoamérica con el proceso de aireación a contracorriente, para 1 000 l/s, que dispondrá de separador de gases y arenas, aireación para difusión de burbuja fina en un proceso de lodos activados de baja carga y clarificación final.

HIDROLOGIA

Las condiciones hidrológicas de la Cuenca de México son: una precipitación media de 698 mm/año en 9600 km², que equivale a 212.5 m³/s; una evapotranspiración potencial media de 16600 mm/año, que por su distribución estacional y especial representa el 81.5% del volumen medio anual de lluvias, por lo que la diferencia entre ambas es de 41.4 m³/s. Los escurrimientos que se captan en presas y lagunas equivale tan sólo a 4.7 m³/s y se desalojaron 11.7 m³/s por falta de embalses. La infiltración a los acuíferos es de 25 m³/s y se importa de otras cuencas del orden de 15 m³/s. Se extraen del subsuelo por diversos usos 51.9 m³/s, que representa el 76.2% del abastecimiento. Esta intensa sobreexplotación provoca un grave desequilibrio geohidrológico, cuyos efectos principales son el abatimiento piezométrico y los consecuentes hundimientos, que en casos extremos llegan a 40 cm/año. El consumo representa 30.9 m³/s y se descargan de la cuenca 47.7 m³/s, producto del drenaje y escurrimientos no regulados.

En particular, la Subcuenca de Texcoco tiene un área tributaria de 1 700 km², que incluye los escurrimientos de 11 ríos que bañan de las Sierras de Patlachique, río Frio y Nevada y abarca desde el río San Juan Teotihuacan hasta el de la Compañía, con un caudal medio de 1.47 m³/s. Incluye además, la cuenca del río Churubusco, que capta las aguas residuales del sur y oriente del valle. El lago de Texcoco, por las obras de drenaje, se convirtió en yermo paraje en estiaje y zona de inundación en lluvias, además de fuente de contaminación por la Metrópoli.

Ante esta problemática, el Gobierno Federal, a través de la Comisión Nacional del Agua, realiza diversas acciones para aprovechar las aguas de la región para usos agrícolas, industriales y recreativos, para desarrollar áreas forestadas y agrícolas, y para mejorar las condiciones ambientales de la región, mediante el Proyecto Texcoco.

SISTEMA HIDRAULICO

Para retener y regular los excedentes de aguas pluviales, residuales crudas y tratadas para su aprovechamiento, se requiere una capacidad de almacenamiento de 117 Mm³. Se ha construido, mediante consolidación del subsuelo por bombeo, dragado y por medio de bordos de confinamiento, seis lagos artificiales con una capacidad total de 51 Mm³.

Como complemento a los embalses, se han construido la red de encauzamiento de ríos y drenes de 51.5 y 63.5 Km. de longitud respectivamente, que captan las aguas pluviales del oriente, las residuales de la zona urbana y desalojan los excedentes. Se encuentran en operación estructuras de control para el adecuado manejo de los caudales que confluyen a la zona, de los que el principal aportador, el río Churubusco, se encuentra parcialmente regulado por bombeo en la zona metropolitana. El régimen de los otros escurrimientos es torrencial, excepto en el río de la Compañía. Mediante la operación de compuertas, se regula un caudal máximo de 75 m³/s y se prevé que se requerirá regular un gasto máximo de 160 m³/s en los próximos años, por lo que se realizarán las ampliaciones necesarias.

Se ha terminado una planta de tratamiento terciario a nivel experimental de 50 l/s, que contempla entre sus procesos, fraccionamiento de espuma, mezcla rápida, floculación, clarificación, filtración a través de antracita-arena y cloración. Los efluentes se infiltran en los acuíferos profundos para su recarga experimental, con objeto de determinar la factibilidad de su aplicación extensiva y obtener un mayor grado de depuración del agua tratada, mediante los procesos físicos y químico-biológicos que ocurren desionizantes del Lirio Acuático (*eichhornia crassipes*) que remueve sodio, potasio, cloruros y otros iones, además de disminuir los sólidos sedimentables y se estudian y desarrollan avanzados métodos mecánicos y biológicos de tratamiento.

Las aguas tratadas tienen como destino temporal el Lago Nabor Carrillo, donde conjuntamente con las aguas pluviales del oriente son almacenadas. Además de la función almacenadora de este lago, sus características de estabilización. La mezcla de aguas tratadas y pluviales, tendrán como finalidad su uso en la zona agrícola al oriente del exlago, donde se utiliza para fines agropecuarios, 4.5 m³/s de agua de origen subterráneo de excelente calidad. Con la disponibilidad de aguas tratadas, se podrán liberar para usos domésticos y municipales las aguas del acuífero oriental mediante su intercambio, lo que permitirá utilizar el recurso hidráulico de mejor calidad en su prioritario y reducir las inversiones y la importación de agua a la cuenca para dotación a la zona metropolitana.

OTROS USOS DEL AGUA

Con la existencia de cuerpos de agua permanentes y la separación y control de aguas, las actividades acuícolas han prosperado. Se desarrolla la adaptación de especies piscícolas comerciales (tilapia y carpa barrigona); se explota comercialmente un alga de muy alto proteínico (*spirulina*); y se realizan deportes acuáticos como el remo, canotaje y velleo en el Lago N. Carrillo. En fecha próxima podrá realizarse pesca deportiva en este Lago y en el Recreativo.

MEJORAMIENTO AMBIENTAL

Al lograrse la fijación de suelos con la pastización y formación de embalses, el ecosistema resultó favorablemente mejorado, permitiendo un clima más benigno que atrajo a la fauna silvestre desaparecida, principalmente aves y pequeños mamíferos y reptiles, que encuentran las condiciones propicias para su permanencia, reproducción y crecimiento. Se han identificado 130 especies de aves entre las que destacan los patos, pelícanos, chichicuilotes, halcones y lechuzas, que se encontraban prácticamente ausentes en la zona baja del Valle desde hace años.

Para proteger esta fauna natural, ahora en recuperación, se ha implementado la "Reservación de la Fauna Silvestre", que permitirá la visita con fines turísticos-culturales, a zonas en que se reconstruye diversos paisajes lacustres, que sean refugio de especies nativas y visitantes y permitan conocer las antiguas condiciones del Lago.

Aún y cuando los pastos y barreras rompevientos ha abatido la generación de tolvaneras en la zona y éstas se encuentran prácticamente ausentes desde 1983, por la necesidad de contar con superficies para la disposición de desechos sólidos y por su cercanía con la ciudad de México, se estableció, en coordinación con el DDF y SEDUE, la realización de rellenos sanitarios en una superficie de 300 ha, que permitirán modificar la topografía y formar bosques sobre estos rellenos.

DESARROLLO TECNOLÓGICO

Si bien los estudios iniciales definieron algunos de los procedimientos para realizar la infraestructura hidráulica como los métodos de dragado por canales y la formación de lagos extrayendo por bombeo las aguas salinas subterráneas que provoca la consolidación del subsuelo, otros problemas fueron resueltos mediante la investigación aplicada, el desarrollo, aplicación y adaptación de técnicas poco conocidas civiles, agrónomas, sanitarias y geólogos, químicos, biólogos y médicos veterinarios.

CONCLUSIONES

Los trabajos realizados en Texcoco, demuestran que el ingenio y tesón del hombre se subliman cuando las condiciones adversas se presentan, siempre que exista continuidad en las acciones y plena identificación con los objetivos en un programa que contemple, en forma integral, los efectos que producirá, y que permita incorporar en sus proyectos los más recientes desarrollos técnicos que lo retroalimenten y refuercen.

Ya no es la subcuenca origen de problemas y preocupaciones, sino un remanso natural que genera bienestar, asparcimiento y riqueza económica, al utilizarse sus aguas, suelos y bosques en beneficio de las poblaciones circunvecinas y en general del Valle de México, por lo que las experiencias y procedimientos aplicados deben considerarse como parte del acervo tecnológico nacional, que permita su aprovechamiento en otras regiones con problemas de similar índole.

REFERENCIAS

Comisión del Lago de Texcoco, SARH. (1973-1990)

Proyecto Texcoco, Informes Internos.

CPNH, SARH (1981)

Actualización de balances hidráulicos de la cuenca del Valle de México (Resumen), México.

DDF (1975)

Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal, México

DDF Dirección General de Obras Hidráulicas (1969)

Interceptores Profundos y el Emisor Central, México

Heredia M. (1985)

Tecnología moderna para el tratamiento de aguas residuales, *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. 1, Núm. 1
Septiembre-Diciembre.

SHCP y Nacional Financiera (1969)

Proyecto Texcoco, México

TOURISM, LAND DEVELOPMENT AND WATER QUALITY: THE CAYMAN ISLANDS STUDY

GEORGE E. BOWEN UNIVERSITY OF TENNESSEE

ABSTRACT

The beautiful reef and terrestrial environments of the Cayman Islands are a major tourist attraction. Tourism is the most feasible way to stimulate economic development, in the short, run for the Caymans. New tourists bring the need for more services, new and expanded commercial enterprises, demand for more agriculture products and need for more government services. This increase in economic activity requires more land be developed and larger amounts of good quality water be provided. New development on environmentally sensitive lands creates a chain of ecological impacts, one of these impacts is a reduction in water quality. Reduced water quality reduces fish and shellfish populations, degrades potable water quality and damages reef ecology. The very resources which attract people can be destroyed by overuse, abuse, and misuse. What may be called the tourism triangle, (increased tourism, increased economic development, and increased need for environmental protection) or development dilemma is apparent when developing the worlds beautiful resources.

INTRODUCTION

Grand Cayman, the largest of the Cayman Islands, is located in the Western Caribbean 180 miles northwest of Jamaica. The island has a population of just over 20,000 people most of which live on the western end of the island in Georgetown, West Bay or Seven Mile Beach. Once know as "the land that time forgot", Grand Cayman has experienced rapid growth over the past 25 years transforming it into one of the more affluent islands in the Caribbean. The physical development which has been necessitated by this economic development is putting pressure on some of the delicate environmental features of the island.

The environment of Grand Cayman consists of a complex network of terrestrial and aqua ecosystems. There is a relationship between land areas and the marine ecosystems. Uncontrolled land clearing and dredging can destroy a coral reef. The non-mangrove shoreline is one of Cayman's most valuable scenic, recreational, and development attractions; in addition, it is the island's first line of defense against storms. The beaches are constantly subject to forces that promote either a deposition or an erosion of beach material. The beach proper is functionally linked to the offshore reef and the inland dune ridge. The reef provides a source of beach material for deposition and a wave break which prevents erosion; the dune ridge is built, in turn, from beach material (Bowen 1986d).

Mangrove swamps, which include red, black and white mangroves, cover over half of Grand Cayman. The mangrove and their associated vegetation serve as an interface between the land and sea. A large amount of groundwater, discharges through the mangrove swamps on its way to the sea. The dense root matrix of mangroves slows the water flow and catches much of the terrestrial sediments and organic material. Mangrove peat and anaerobic mud act as a sink for excess nutrients, preventing their entering the sea. This process is important in maintaining the clear, low-nutrient waters so critical to the health and survival of coral (Bowen, 1986d).

WATER RESOURCES

There are no streams or rivers in the Cayman Islands. The people of the Islands have traditionally provided a water supply for themselves through individual wells, rainwater catchment and cisterns. Rainwater cisterns are fairly large because of rainfall variations. The majority of households who depend on rainwater (84% in the Georgetown area) must often rely on supplementing their supply during the dry season (Cayman Island Government, 1986).

The ground water system within the limestone core of the Island consists of a number of aquifers. Fresh water exists in thin layers (lenses) floating on top of the heavier salt water. This is a delicate system easily affected by over- extraction of water on the one hand and pollution from wastewater on the other. Originally, five fresh water aquifers of significant size were identified as large enough to be developed as a public water supply. In recent years, however, two of these aquifers at West Bay and Georgetown have suffered through over-extraction and pollution (Richards & Dumbleton, 1980).

Potable Water

The Cayman Water Company Limited operates a 676,000 gallons- per-day desalination plant which has a total storage capacity of 1,800,000 gallons (Cayman Island Government, 1986). Currently, however, only the Seven-Mile Beach area is supplied with piped water. Private trucking companies distribute water outside the Seven-Mile Beach area. The Water Authority operates two well-field developments, one in Lower Valley and the other in East End. Private companies purchase this water for resale and distribution.

Waste Water

There is no public sewer at present. All wastewater is currently disposed of either by septic tanks, cesspits, cesspools, packaged treatment works, or other individual methods. A public sewerage system has been approved for the Seven-Mile Beach area and will accommodate the estimated flow in this service area through the year 2000. The treatment of sewage by individual households

was not subject to regulation until 1971. Recent surveys in the developed areas have shown that 80% of all wells are contaminated (Richards & Dumbleton, 1986).

DEVELOPMENT ISSUES

The development issues which need to be addressed are: land clearing, dredging, construction over fresh water lenses, and groundwater discharge areas, swamp land reclamation, and groundwater withdrawal. Under present land development regulations, no approval is required to clear land. This practice is both ecologically and economically wasteful. Adverse impacts of clearing mangroves include: 1) Decreased flood control for developed areas, 2) Decreased storm protection for developed areas, 3) Increased erosion of coastline, 4) Elimination of the primary food-base for the marine food chain, 5) Elimination of nursery areas for reef fish, lobster, etc. 6) Elimination of wildlife habitat, etc. (Greenburg, 1986).

Extensive or inadequately controlled dredging operations can have serious environmental impacts, the most important of which are: (1) heavy sediment suspension which can kill vast areas of corals, and (2) direct disruption or shading of seagrass beds. Dredging stirs up the extremely fine-grained component of marl, which stays in suspension for a long time and is easily resuspended (Gillespie, 1986).

Filling swampland with marl eliminates the capacity of peat and anaerobic mud to function as a sponge and filter for flood water and erosion control, and to act as a sink for pollutants. Reclaiming of swamps requires fill material, which is provided by dredging this allows marl to erode back into the sea. Excessive erosion can cause damage to the marine ecosystem by clouding waters, reducing sunlight penetration and by directly damaging coral polyps (Gillespie, 1986). Land use over freshwater lenses should be controlled for three reasons: (1) this area is a primary recharge area for the lenses, (2) human activities over the lenses can cause groundwater contamination, and (3) some uses will have water requirements not compatible with groundwater conservation. Development of impervious surfaces over recharge areas can interfere with the percolation of rainwater into the lenses, resulting in a decrease in freshwater and increase in saltwater intrusion.

Excessive withdrawal of water from the freshwater lenses can result in saltwater intrusion, or even a reversal in the seaward-sloping gradient of groundwater flow. As little as 2 percent of seawater mixed with fresh water can render the water unpalatable.

CONSTRAINING FACTORS

Future growth and development of Grand Cayman must take into account factors other than economic forces. Consideration of environmental factors is required to guide growth and development in an environmentally sensitive manner. In order to assist in this effort, a series of overlay maps were prepared during the Cayman Island Study (Bowen, 1986a). The overlay method was brought to prominence by Ian McHarg. The McHarg method (McHarg, 1969) consist of identifying major variables which relate to growth and development of an area, and then mapping the variables spatially with regard to the constraints they exhibit. These concerns represent values which can be ranked from most valuable to least valuable. After all the variables or values are mapped, a composite constraint map is prepared which shows the cumulative constraints. The following constraints maps were prepared: 1. Wetland Values, 2. Groundwater and Drainage values, 3. Water Values, and 4. Composite Constraints.

Wetlands

Wetlands serve a wide variety of critical ecological functions. Wetlands provide many important benefits, including control of erosion, sedimentation, and flooding and drought prevention. Wetlands help preserve the groundwater resources, and by controlling sediment runoff, maintain the clear, low-nutrient waters so critical to the health and survival of the coral reef. They also help to buffer the impact of storms and prevent erosion by wave action. Storm waters which might otherwise wash over developed lands areas are retained and released slowly to the sea. The wetlands of significant value on the Island include: the Central mangrove, Bulrush, and Tropical Garden swamps; areas surround Malportas, Barkers, and Colliers Ponds; and the Man of War Cay.

Fresh Water

Because of the limited supply of fresh water, the freshwater lenses may well be the single most important resource on the island. There are three major unpolluted lenses: Lower Valley, North Side, and East Side. These lenses warrant protection from any type of development that will damage the quality or quantity of this resource. Perhaps the most critical areas to preserve are those that serve as recharge areas for the fresh water lenses; these are located primarily over the lenses themselves. Development in these areas will reduce the permeability of the lenses and will contribute to reducing the recharging capability of the lenses. Development also increases the possibility of groundwater contamination. Areas where groundwater is discharged from the lenses also require protection. These areas include the swamps that border the lenses.

Water Features

Water features of the Island are of vital importance to its attractiveness. If these features are damaged, then the Island may lose its attractiveness as a place to visit and live. Larger subdivisions in the western portion of the Island capitalize on water features such as canals to attract owners of small boats because of the access provided to the North Sound. Waterfront developments, should be limited to those uses that do not diminish the present value

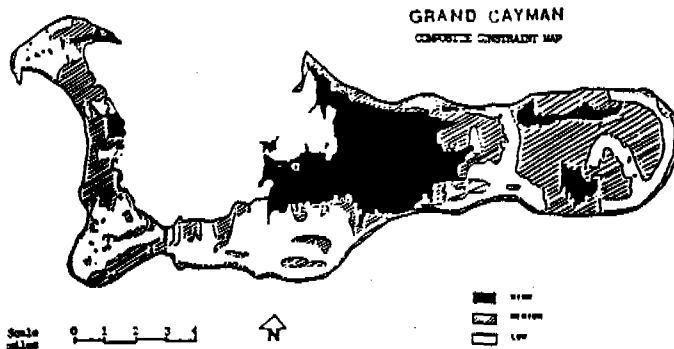
of the surface water for recreation or beauty. Major surface water areas that are considered important include Governors Harbor, the Barkers areas, and Pease Bay, Meagre Bay, Malportas, and Colliers Ponds.

Composite Constraints

All areas of the Island can be divided into three categories; areas with little constraint, areas of medium constraint, and areas of major constraint. The areas where growth and development can occur are located largely in the already developed areas of George Town, West Bay, and Bodden Town. Although already developed, these areas have considerable room for urban infill, especially in the major subdivisions (i.e., North Sound, Red Bank, and Prospect Estates). The areas located along Frank Sond Road also hold good opportunities for new development to occur in the interior of the Island (Bowen, 1986a).

The second level of constraint, are those areas where the land should be held in reserve, and if development does occur then it should be done in an environmentally sensitive manner. These include the Seven-Mile Beach Area and along the coastal shores (Bowen, 1986a).

The third level of constraint, are in those areas where land development should be restricted because of the severe environmental cost that would be incurred if development is allowed. These include the Central Mangrove and Tropical Gardens Swamps, Malportas, Colliers, Meagre Bay, Pease Bay, Barkers areas ponds, and the Mountain, North East Buttonwood, and Long Bridge forests. The areas surrounding these important ecological features should be highly regulated and development limited (Bowen, 1986a).



RECOMMENDATIONS

The recommendations for environmental protection are organized into three sections: (A) Coastal Management Plan, (B) Terrestrial Development and (C) Central Mangrove Swamp. Under each category, recommendations are proposed that address the major issues and concerns (Bowen, 1986f).

Coastal Management Plan

The beaches should be protected by: 1) Developing beach ridge (dune) protection regulations. 2) Requiring plans for the direct removal or modification of shoreline material. 3) Developing scenic shoreline protection requirements for beaches, dune ridges, and ironshore.

The mangrove swamps should be protected because mangroves provide ecologically critical services to both marine and terrestrial ecosystems. To minimize the impact of mangrove destruction, the following should be introduced: 1) Restrict the total area of mangrove destruction, 2) Retain a mangrove fringe of at least 300 yards in width between any development and the sea, and 3) Belts of mangroves should be maintained between developed areas. Dredging activities create major environmental damage therefore: 1) Dredging should be permitted only in areas where impacts on the reefs can be minimized and 2) Stipulation should be made for a maximum dredging depth in the open sound and in mangrove areas.

Terrestrial Development

Land clearing practices are creating environmental problems especially the damage to coral reefs and loss of drinkable groundwater. Therefore, the following stipulations should be made with regard to land clearing: 1) Require that an environmental impact assessment be submitted for each major development proposal, 2) Develop an Environmental Quality Control review process for

major development proposals, and 3) Impose stiffer penalties for violation of land-clearing regulations.

Development over groundwater resources are reducing critical water therefore, the following measures are needed to protect groundwater: 1) Foster agricultural/low density residential uses over water lenses and develop zoning requirements based on the sensitivity of the recharge area, 2) Control wastewater disposal and groundwater contamination and agricultural practices, 3) Require on-site stormwater retention for the first inch of rainfall, and 4) Control groundwater withdrawal by regulating the pumping rates and new construction of wells.

Central Mangrove Swamp

The central swamp is almost entirely mangrove; red, black and white, in a complex pattern. It joins the North Sound through a fringe which has already been designated an environmental zone. It is vital that this area be protected in its entirety because it has tremendous value. The Central Mangrove Swamp should be preserved by establishing it as a national park.

CONCLUSION

Protection and preservation of the water resources of Grand Cayman is of critical importance, and should be a high priority when considering future development plans. These resources include the features that make the Island such a desirable home for residents, as well as a desirable attraction for visitors: the clear water, the reefs and coastal area, and the unique wetlands. The most sensitive environmental features must be protected. In addition, a growth guidance and development control system needs to be established. Land use and development regulation should also be revised. The revisions should recognize the environmental constraints and foster development in areas where it can be absorbed without adverse effects on the environment. The areas most suitable for development are in and around Georgetown, West Bay and Bodden Town. These areas should be the focus for infrastructure investment. Density incentives should be offered to entice development to areas which can accommodate development without damage to the environment. Density of development should be limited by zoning which reflects the carrying capacity of the area and the environmental sensivity of surrounding natural features. A development control system based on environmental protection principles will insure a high quality living and tourist attracting experience for generations to come.

REFERENCES

- Bowen, George E., ed. 1986a. A Strategic Framework for Planning, University of Tennessee, Knoxville, TN.
- Bowen, George E., ed. 1986b. Development Options and Spatial Activity Patterns, University of Tennessee, Knoxville, Tennessee. Bowen, George E., ed. 1986c. Economic Development in the Cayman Islands, University of Tennessee, Knoxville, TN.
- Bowen, George E., ed 1987a. Economic Development Planning in Environmentally Sensitive Areas - The Caribbean Islands, Unpublished Paper.
- Bowen, George E., ed 1986d. Impact Assessment, Unpublished Research paper.
- Bowen, George E., ed 1987b. "Planning in Paradise: Planning in Environmentally Sensitive Areas, the Cayman Islands", Unpublished Paper.
- Cayman Island Government, 1986. Annual Report 1985, Grand Cayman, British West Indies.
- Cunningham, Jackie, 1987. Maintaining Environmental Quality While Encouraging Growth, Unpublished Paper.
- Gillespie, Rosie, 1986. The Mangrove Ecosystem, Unpublished Research Paper.
- Greenburg, Katie, 1986. The Effect of Development on Sand Dunes, Unpublished Research Paper.
- Griffith, Barry, 1986. Land Development Approval Process Unpublished Paper.
- Richards & Dumbleton, 1980. Groundwater Resources of Grand Cayman, Consulting Report Birmingham, England.
- Winker, Carol, 1987. The Cayman Island Yearbook 1985-1986, The Cayman Free Press Ltd, Grand Cayman, British West Indies.

REUSO EN ACUICULTURA DE LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS EN LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION DE SAN JUAN, LIMA

Julio C. Moscoso Hugo L. Nava Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), Los Pinos 259, Lima, Perú.

RESUMEN

El rápido incremento poblacional y la escasez de agua en gran parte de las ciudades de América Latina plantean la necesidad de reusar las aguas residuales en actividades que generen alimentos para la región. En este documento se describen las experiencias sobre cultivo de peces efectuados en Lima, Perú que demuestran la rentabilidad de un esquema tratamiento-acuicultura que podría propiciar una ampliación de la cobertura sanitaria

INTRODUCCION

El uso de las aguas residuales para fertilizar los estanques piscícolas se inició en Alemania a fines del siglo XIX (Prein, 1988) y, por otro lado, en Calcuta (India) en 1930, donde actualmente se tiene el sistema de reuso más grande del mundo (Edwards, 1985). La acuicultura incorporada al sistema de tratamiento de aguas residuales en lagunas es materia de investigación más reciente, ya que la mayoría de sistemas existentes usan agua cruda o parcialmente tratada (Bartone, 1990).

En América Latina, la utilización de aguas residuales se ha orientado a la agricultura, estimándose que actualmente existen en la Región cerca de 300,000 has. regadas con aguas crudas. Alrededor de la ciudad de México existen 85,000 has. y otras tantas en el resto del país; en Santiago de Chile existen otras 16,000 Ha. (Bartone, 1990) y en Lima se estiman unas 2,300 has. Esta situación muestra que las aguas residuales son un recurso valioso, pero también un importante riesgo para la Salud Pública.

Experiencias realizadas por CEPIS entre los años 1983 y 1984 en el Complejo de Lagunas de San Juan, Lima, permitieron definir que las condiciones ambientales de las lagunas cuaternarias son satisfactorias para la supervivencia y crecimiento de tilapias y carpas. Sin embargo, estos ambientes no resultan ser prácticos para manejar una producción comercial, por lo que se recomendó realizar el cultivo en estanques especialmente contruidos para tal fin, utilizando los efluentes terciarios de las lagunas de estabilización (Moscoso y Nava, 1988).

El presente trabajo se ocupa sobre esas nuevas experiencias realizadas entre mayo de 1987 y octubre de 1990 por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) y el Servicio Nacional de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado (SENAPA). El financiamiento fue otorgado por el Gobierno de Alemania a través de la Agencia Alemana de Cooperación Técnica (GTZ) y auspiciado por el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo y el Banco Mundial.

El objetivo del Programa de Investigación fue estudiar el reciclaje de las aguas residuales a través de la acuicultura, basándose en criterios de bioingeniería, salud pública y socio-económicos, que permita diseñar un sistema integrado de tratamiento de aguas residuales/ acuicultura y un esquema de monitoreo que certifique la calidad del producto, de tal forma que sea aplicable a los países en vías de desarrollo.

MATERIALES Y METODOS

Lagunas de estabilización

El efluente terciario usado para alimentar los estanques experimentales fue derivado de un sistema de estabilización conformado por dos lagunas primarias operando en paralelo, con un área combinada de 1.14 ha. Estas se conectaban con dos lagunas en serie, secundaria y terciaria, cuyas áreas fueron de 1.84 y 1.0 ha, respectivamente.

El sistema operó con una carga superficial en las primarias que fluctuó entre 256 y 412 kg DBO 5/ha/día. El aforo fue ajustado durante la ejecución de los experimentos para adaptarse a las condiciones cambiantes que se experimentaron y a la luz de los resultados que venían obteniéndose.

Unidad de acuicultura

Esta Unidad construída sobre suelos constituída por:

- Doce estanques experimentales de 370 m² de espejo de agua cada uno
- seis estanques de servicio de 100 m² cada uno, y

- un laboratorio temperado para la producción de alevinos revertidos de tilapia.

Programa de investigación

Cuatro experimentos consecutivos de 154 y 112 días fueron realizados en las estaciones de invierno y verano, respectivamente, comprendidas entre julio de 1988 y abril de 1990. Poblaciones de tilapia del Nilo (*Oreochromis niloticus*) con pesos iniciales promedios desde 13 hasta 77 g. fueron cultivados a densidades entre 0.2 y 5 peces/m². Una alimentación suplementaria en base a subproducto de trigo fue intentada en los dos últimos experimentos.

Un set de 60 parámetros físico-químicos, biológicos y sanitarios fue frecuentemente evaluado en el sistema de tratamiento, estanques de cultivo, lodos y peces durante los cuatro períodos experimentales (Cuadro 1).

Las condiciones climáticas subtropicales de Lima determinaron que es posible realizar solo una campaña de producción durante el verano. Estanques sembrados con 2 machos revertidos de tilapia de 60 g/m² alcanzaron en 4 meses una carga de 4,410 kg/ha con peces de 250 g, determinando una productividad de 39.6 kg/ha/día sin más alimento que el plancton generado en los propios estanques de cultivo. Estos resultados son similares a los reportados por Edwards (1985) en otros sistemas de reciclaje. El alimento suplementario no mejoró la productividad, ya que sólo substituyó el abundante alimento natural de los estanques.

La campaña de producción en condiciones subtropicales como Lima (Gráfico 1) quedaría conformada en tres fases:

Reproducción, reversión sexual y precría estival durante los meses calurosos de diciembre a abril, hasta lograr un peso de 2 g.

Pecría invernal durante los 7 meses fríos de mayo a noviembre, hasta alcanzar un peso final mínimo de 60 g.

Producción (propriadamente dicha) durante 4 meses calurosos de diciembre a marzo, hasta el peso comercial de 250 g.

Tratamiento de aguas residuales

Quedó establecido en este estudio que los efluentes de las lagunas de estabilización pueden ser usados en el cultivo de peces con un mínimo riesgo sanitario siempre que se tome en cuenta las siguientes consideraciones de operación:

Un mínimo de dos celdas de tratamiento en serie y un tiempo de retención total superior a 10 días para asegurar la remoción del 100% de parásitos entéricos. Extender el período de retención en la laguna secundaria hasta conseguir un nivel de coliformes fecales menor a 1×10^5 /100 ml (Gráfico 3), considerando que al ingresar el efluente tratado en los estanques de acuicultura experimenta una reducción adicional de un logaritmo, con el propósito de asegurar una completa remoción de bacterias patógenas.

La epidemia del Cólera acontecida en el Perú el presente año ha exigido realizar una evaluación de este patógeno en el sistema. Los datos acumulados hasta el momento muestran que a pesar de haberse detectado *Vibrio cholerae* en el crudo, no existe en los efluentes terciarios que alimentan los estanques de cultivo, ni tampoco en los peces. Tales resultados confirman la eficiencia de las lagunas de estabilización en la remoción de patógenos.

Salud Pública

Durante los dos años de evaluaciones sanitarias no se detectaron bacterias patógenas como *Salmonella* en el músculo de los peces. Sin embargo, Buras (1985,1987) acepta como buena calidad a aquellos peces con menos de 50 bacterias por gramo de músculo, rechazando aquellos con mayor contaje. El Gráfico 2 muestra la calificación obtenida por los peces de cada experimento. Sólo en el tercer experimento se detectó un 6% de peces calificados como rechazables, ya que estos estuvieron expuestos a un nivel de coliformes fecales superior a 10⁵ NMP/100 ml durante el 15% del tiempo de cultivo, con un pico superior a 10⁶ NMP/100 ml. Por tanto, a fin de reducir al mínimo el riesgo de contaminación de la tilapia se considera que el nivel máximo permisible de coliformes fecales en los estanques de acuicultura debe ser 10⁴ NMP/100 ml.

Tampoco se detectó presencia de parásitos, ni virus entéricos en los peces cultivados. Por otra parte los niveles de metales pesados (Pb, Cd, Cr y Mg), pesticidas y PCBs estuvieron muy por debajo de los límites establecidos.

De acuerdo con las especificaciones establecidas para alimentos, los resultados mencionados permiten afirmar que los peces son aptos para consumo humano directo.

Mercado del producto

Entre mayo y julio de 1990, se efectuó el Estudio de Mercado de la tilapia en Lima Metropolitana, encontrándose una completa aceptación debido principalmente a su buena calidad y presentación en vivo. No hubo rechazo cuando se informó sobre la procedencia del producto.

El mercado potencial detectado fue 180 TM mensuales para un precio al público de EUA \$ 1.00/kg. También se demostró que la tilapia constituye un sustituto de la especie "cojinova", por lo que se podría deducir que precio actual se incrementaría a EUA\$ 2.00/kg.

Evaluación económica y financiera

En una zona subtropical como Lima, una granja comercial de 16 ha con una producción anual de 53 TM reportará un Valor Actual Neto (VAN) negativo de EUA\$ -2,410 para una tasa de descuento de 22%, un precio del pescado de EUA\$1.00/kg y considerando los costos de terreno de EUA\$0.50/m² y de tratamiento de agua de EUA\$ 0.75/m³ para una planta que trate 100 l/s. Sin embargo, esta misma granja instalada en un terreno erizado sin valor y vendiendo a un precio de EUA \$ 2.00/kg tendría un VAN de EUA\$194,680. Estos resultados son mucho más interesantes en zonas tropicales por las posibilidades de obtener 2.5 campañas de producción al año. Así, una granja tropical de 9 has con una producción anual de 63 TM reportará un VAN positivo de EUA \$ 62,790 con un precio de solo EUA\$1.00/kg y absorbiendo los costos de terreno y tratamiento de agua (EUA\$0.48/m³).

Se calcula que las zonas tropicales de América Latina generan 240 metros cúbicos por segundo de aguas residuales, caudal que permitiría desarrollar 70,000 has de cultivo con una producción anual superior a las 500,000 TM y con un valor bruto mayor a 800 millones de dólares americanos, volumen capaz de incrementar el consumo per cápita de la Región en 3 kg anuales. REFERENCIAS

1. Bartone, C. (1990). International perspective on water management and wastewater reuse- Appropriate Technologies. IAWPRC Biennial International Conference and Water Reuse Seminar, Kyoto, 29 July-3 August.
2. Buras, N., Duek, L., Niv, (1985). Reaction of fish to microorganism in wastewater. Applied environmental Microb. Oct. 1985 Vol 50 No.4
3. Buras, N., Duek, L., Niv, S., Hephor, B. and Sandbank, E. (1987). Microbial aspects of fish grown in treated wastewater. Wat. Res. Vol 21 pp. 1-10
4. Edwards, P. (1985). Aquaculture: A component of low cost sanitation technology. World Bank Technical Paper No. 36, Washington, D.C.
5. Moscoso, J. y Nava, H. (1988). Reuse of treated ponds effluents for fishculture in Lima, Peru. International Seminar on wastewater reclamation and reuse for aquaculture, Calcutta, 6-9 December.
6. Prein, M. (1988). Wastewater-fed fishculture in Germany. International Seminar on wastewater reclamation and reuse for aquaculture, Calcutta, 6-9 December.
7. World Health Organization (1989). Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and aquaculture. Technical Report Series 778, Geneva.

Estos documentos están disponibles a través de la Red Panamericana de Información y Documentación en Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (REPIDISCA) del CEPIS.

OFICINA DE COMUNICACION DEL LAGO: SUS ACCIONES

Mercedes Escamilla, Oficina de Comunicación del Lago, Atoyac 311-3, Ciudad del Sol, Guadalajara, Jal.

RESUMEN

La Oficina de Comunicación del Lago inicio sus labores en noviembre de 1989.

Creada para contribuir a la participación social en torno a Chapala, pronto se detectó que la identificación del proceso que contribuyó al deterioro actual del Lago implicaba también desarrollar acciones en la zona metropolitana de Guadalajara.

Un eje temático, en este caso, uso eficiente del agua, se definió solo y señaló las acciones a emprender, los ámbitos de usuarios donde iniciarlos: barrios periféricos, escuelas, zonas residenciales, clubes de servicio, etc.

INTRODUCCION

Al acentuarse la preocupación local y nacional respecto al estado del Lago de Chapala, se observa tanto una muy limitada disponibilidad de resultados de investigaciones sobre los aspectos sociales vinculados con el deterioro del recurso natural, como un estancamiento en nuevas iniciativas de ese tipo

El Lago de Chapala es el penúltimo tramo de la cuenca Lerma Santiago, formada por 54 mil 300 kilómetros cuadrados de los cuales a Jalisco corresponde el 3%

El uso doméstico-industrial del embalse ha adquirido niveles relevantes ya que a lo largo de la cuenca habita uno de cada diez mexicanos y se genera el 30% de la producción industrial nacional.

El agua que fluye a lo largo de la cuenca es una de las más contaminadas del país; sin embargo, solo el 20% de las desechos tóxicos arriban a Chapala y el 80% restante se regenera por vía natural o se utiliza para riego.

Un foco productor de alta contaminación, para el caso específico del Lago, lo constituye el área de granjas porcícolas de La Piedad, Michoacán, así como la carga contaminante generada por industrias en territorio de Jalisco.

Por otro lado, altos requerimientos de agua, debido al incremento poblacional e industrial, tanto del área metropolitana de Guadalajara, como de la Ribera misma, junto con una precipitación pluvial escasa a partir de 1985, ocasionaron un alarmante descenso en el nivel del Lago. Al iniciarse el temporal de 1991 la cota era de 91.91

Desde cierto punto de vista, la degradación de Chapala es con secuencia de procesos sociales complejos, cuyas consecuencias se han acumulado por décadas y acelerado en los últimos años. En términos de esos procesos se ha dado el poblamiento de la Ribera; la ocupación de las áreas cercanas al Lago con fines productivos o recreativos (jardines particulares); la extracción de agua para abastecimiento humano; la generación de un afluente contaminado tanto por desechos humanos como por residuos agroquímicos; y también es en términos de esos procesos como se ha verificado la degradación generalizada de los recursos agua, suelo y vegetación en la cuenca.

Dada esta vinculación de procesos sociales a la evolución del Lago, tanto en el interior de su cuenca propia como en la del río Lerma, un componente de comunicación y auspicio a la participación podría propiciar en el largo plazo, la participación y organización de los usuarios en torno a programas que reflejen sus necesidades, prioridades y posibilidades

El trabajo a realizar debía enfocarse en dos sentidos:

A) INVESTIGACION

Esta en marcha una actividad de investigación, dirigida a establecer las posibilidades, las temáticas y los mecanismos apropiados para el desarrollo de un consenso amplio en torno a las soluciones de la problemática del saneamiento y rehabilitación del Lago y en torno, especialmente, a los procedimientos que se requieren para alcanzar esas soluciones.

Se busca la identificación del potencial de las organizaciones locales actualmente operantes, así como las posibilidades de su evolución y vinculación con otras semejantes, representativas de diferentes sectores sociales o localizaciones territoriales.

Aunque aun no tenemos completa la caracterización de los agrupamientos sociales vinculados al Lago, se cuenta con diagnósticos preliminares de dos localidades y acciones piloto de estímulo a la participación, como son un Taller

experimental con niños y la implementación de un Curso de plomería para estudiantes de Secundaria, realizadas en el municipio de Jocotepec.

Se ha ido perfilando mas la necesidad de un enfoque amplio en el que no solo se considere el agua, sino el manejo de los recursos naturales en torno al Lago, lo que involucra, a demas de la poblacion, a diversos organismos.

B) COMUNICACION

En tanto que el trabajo de investigacion se realiza en la Ribera, el de Comunicación atañe mas al area metropolitana de Guadalajara donde, como en otras ciudades, la principal limitante para establecer una politica participativa a nivel de opinion y toma de decisiones, en relacion a los servicios ha sido la falta de información veráz.

La Oficina de Comunicacion del Lago llevo a cabo actividades de capacitación de personas en las organizaciones existentes (Tamuin, Unidad de Comunicación), con el apoyo del Instituto de Tecnología del Agua, a través de la Coordinacion de Tecnología de Comunicación y Participación.

Asi, el proyecto Barrios fue realizado con alumnos del Departamento de Recursos Audiovisuales de la Universidad de Guadalajara, la Escuela de Trabajo Social y colonos mismos.

El proyecto, piloto, tuvo como proposito, a traves del trabajo conjunto con los usuarios, detectar lineas de accion para estos ultimos y material utilizable posteriormente. La acción generó tres videos y alrededor de 12 aplicaciones, para un total de 200 personas.

Otras acciones de apoyo fueron el Diagnostico preliminar sobre suelos en la Ribera y videos sobre: Requisitos para el permiso de perforacion de pozos; Plantas de tratamiento de aguas residuales en la Ribera y Primera fase del Sistema La Zurda-Calderon.

El material en video ha sido utilizado por los grupos directamente interesados y los dos programas últimos transmitidos continuamente por dos canales televisivos, con una audiencia estimada de 500 personas.

La actividad desarrollada en ese sentido relaciono a la Oficina con un gran numero de instituciones y personas, lo que contribuyó al intento de consolidar su relación con otros organismos y crear una red de enlaces institucionales.

En noviembre del año pasado la Oficina restructuró una campaña. Partiendo de que el uso y manejo eficiente del agua debe ser resultado de la movilizacion total de la sociedad, tenia como proposito, fuera de una parte exploratoria, lograr un salto cualitativo de lo que puede ser la participación en relacion a los problemas del medio ambiente, con ayuda de los medios informativos dirigidos a la poblacion urbana de Guadalajara.

Específicamente, se trataba de instrumentar la campaña mediante la producción de materiales audiovisuales de comunicacion y gestionar su difusión.

LA ALEGRIA DEL AGUA

El proposito de la campana de este nombre, iniciada en enero, era crear un ambiente de discusión alrededor del agua. Crear un clima, centrar la atencion de la gente en torno al agua.

La poblacion de Guadalajara es grande y heterogenea, como lo es su relación con el agua; era por lo tanto necesario que la campana utilizase medios diversos, con lenguaje y contenido acordes a cada grupo.

Conociendo los diversos medios de comunicación, el perfil de sus lectores, escuchas y auditorio, la Oficina genero material escrito, gráfico, así como spots, musica y videos para programas matutinos, de información, para amas de casa, niños y jóvenes. Tras algunas gestiones, uno que otro convenio, el material generado fue transmitido, impreso, divulgado, reproducido, sin erogar mas que el costo de producción.

Una parte considerable de la campaña estaba dirigida a los niños. La Oficina incorporo muchos elementos audiovisuales para ellos, entre los que destacan musica, canciones, coros infantiles, un cancionero impreso con partituras y letras de las canciones, un libro de tiras comicas, otros sobre la génesis del agua y la necesidad de su buena utilización, carteles, tarjetas postales, videos musicales, guiñol, videoclips testimoniales y una obra musical.

El eje de la campaña en si fue la actuación en escuelas vespertinas de un coro infantil, dos veces por semana, interpretando canciones alusivas tras lo cual se efectuaba una conversación o debate acerca del uso racional del agua entre los integrantes del coro y los alumnos visitados.

SEMANA CULTURAL DEL AGUA

La campaña culminó de manera formal con una *Semana Cultural* durante la cual se presentaron el Coro, integrado con un elemento de danza alusivo, los libros y elementos gráfico literarios producidos durante la campaña y la comedia musical "Siempre serás Chapala". Una Mesa redonda con el tema Nueva Cultura del Agua, clausuro el evento.

Todo el material de la campaña continua al presente siendo utilizado por la radio y la televisión, la obra sigue en cartelera, los carteles se exhiben y las tarjetas circulan con una activa participación del Servicio Postal Mexicano. Esto constituye parte de los:

RESULTADOS

De una campaña que nos dió líneas de acción a seguir trabajo con grupos infantiles, con maestros, con intelectuales; nos relacionó con instituciones, con gente que se integró de muy diversas formas, como partícipes de una tarea que apenas empieza y que se amplía hacia los aspectos de calidad y costo. Tenemos mucho trabajo por delante, pero ahora somos más, es un hecho.

Nos permite afirmar ahora que hay necesidad de una campaña permanente en fomento al uso eficiente del agua y la preservación de su calidad, en la cual es de nuestra competencia la elaboración de estrategias continuadas e instrumentos de comunicación que tomen en cuenta la relación de cada sector en cuanto a uso, consumo, ubicación, tarifas, etc., del agua.

CREATING A WATER CONSERVATION ORDINANCE - BALANCING NEED WITH EQUITY

George P. Martin Los Angeles Department of Water and Power, P. O. Box 111, Los Angeles, California 90051, U.S.A.

ABSTRACT

Creating a water conservation ordinance can be a difficult task when trying to balance the need to conserve a vital resource with a method that is both equitable and administrable.

The paper describes the components of an ordinance including prohibited uses, water use allocation, appeals, and penalties for noncompliance.

A detailed description follows which examines several prohibited uses, which uses should be prohibited permanently, and which ones only temporarily, and also recommended penalties and enforcement mechanism for violations.

In addition, water use allocations are characterized with three basic areas: individual allotments, uniform allotments, and percentage allotments. Several different types of penalties are discussed and evaluated as well as different methods that can be used to create an ordinance that is equitable to all customers, such as base year allocations, appeal processes, lifeline rates and carry-over provisions.

The reader will then be able to determine which aspects of an ordinance best fit their specific needs based on local considerations.

INTRODUCTION

In many areas of the world, the entity responsible for supplying water to its customers is faced with increasing demand due to growth and also decreasing reliability of supply due to drought or loss of water rights. In areas which utilize water meters, one method of reducing consumption during temporary periods of reduced supply is to create a rate structure which charges higher unit costs for water as the use increases. This is know as an increasing block rate. However, this type of rate structure can create a hardship on low-income customers while high-income customers have little incentive to conserve. Also, industrial or commercial customers whose uses are related to productivity or controlled by their clients are also adversely affected. A more reasonable approach would be to create an ordinance that has the flexibility to balance the need to conserve with a method that is both equitable to all customer classes and is also easy to administer.

The majority of this paper will address creating an ordinance to be used in areas which meter the water usage. The section entitled "Conservation in Unmetered Areas" will address conservation opportunities for those areas.

COMPONENTS OF AN ORDINANCE

Ordinances are usually created with several phases. The phase to be implemented is determined by the shortage that exists. More severe conditions require more drastic cutbacks. The first level should be voluntary conservation. Voluntary indicates no penalties for noncompliance.

This is a good starting point because in conditions which require small reduction in water use, voluntary measures can probably reduce demand to levels that necessitate no further conservation measures. The less the burden put upon the water users the more successful future conservation programs are likely to be. As the need for water use reductions increase, certain wasteful uses of water, usually called prohibited uses, can be enacted. Prohibited uses usually contain penalties for noncompliance. Only when restrictions become severe should levels of mandatory conservation be enacted. These measures automatically include penalties for noncompliance.

A list of the phases of a typical ordinance is shown in Table 1.

TABLE 1 - Typical Ordinance Phases

- Phase I Voluntary 10% Reduction
- Phase II Voluntary 20% Reduction
- Phase III Prohibited Uses
- Phase IV Mandatory 10% Reduction
- Phase V Mandatory 20% Reduction

It is also possible to have prohibited uses and some level of reduction in effect at the same time; such as Phase I and Phase III.

In addition to having various phases of conservation, an ordinance should have penalties for noncompliance to be implemented during phases of prohibited use and mandatory conservation. Since no set of requirements in an ordinance can accurately address each customer, the ordinance should also contain provisions to allow for appeals and water use adjustments. Several key elements of an ordinance are described in more detail below.

PROHIBITED USES

Probably the easiest phase of conservation to enact is prohibited uses. In many cities in California, prohibited uses have been placed in effect permanently. Table 2 lists several prohibited uses currently being enforced in California. Penalties for violations can vary from warnings, to flat or escalating monetary penalties and ending with possible or mandatory flow restrictor installation or shut-off of service temporarily. Table 3 shows penalties for violating a prohibited use in Los Angeles.

TABLE 2 - LIST OF POSSIBLE PROHIBITED USES

1. Hosing of sidewalks, driveways, parking lots or other hard surfaces except to alleviate immediate health or safety concerns.
2. Use of water that reaches any gutter or ditch or in any other manner that would constitute water waste.
3. Restaurants serving water except upon request
4. Allow water leaks to continue without repair.
5. The use of water in non-recycling fountains.
6. Landscape watering during hours of high evaporation.

TABLE 3 - LOS ANGELES PROHIBITED USE PENALTIES

1. First violation - Written warning
2. Second violation - \$50 surcharge
3. Third violation - \$100 surcharge
4. Fourth violation - \$150 surcharge
5. Flow restrictor or shut-off may be imposed after 4 or more violations.

WATER USE ALLOCATIONS

Probably the single most important aspect of an ordinance is how the water use restrictions are going to be allocated. The first decision to be made is whether to have uniform reductions for all customer classes or varied reductions depending on class. A uniform reduction is the easiest to establish and administer, however, it may cause hardship to commercial and industrial customers where water use is related to their customer's uses such as coin-operated laundromats and hotels or related to production such as food or beverage processing companies. A thorough analysis of the customer base should be done before determining which reduction to implement.

The type of water use allocation is also extremely important to evaluate carefully. The three types most commonly used are:

1. Base Year (Percentage) Allotment - Each customer's water use for a particular billing period is a percentage of what they used during the same billing period in the base year. This is the easiest to establish assuming the data for the base year is readily available. This approach allows for seasonal water use variations.

When using this approach, an appeal process should be established to resolve individual problems such as changes in the number of occupants. For large cities (population 500,000 +) this method is usually preferred.

2. Individual Allotment - Each residence receives a certain allotment "per person" living at that residence. This approach is valuable in small communities (population 20,000 +) with few commercial and industrial customers and where severe water reductions are necessary.

However, some problems associated with this method are that it can be wasteful for some customers who could waste water up to their allotment; it fails to recognize seasonal water use variations; and it requires a census to be taken to properly allocate each residence's allotment. This census could be time consuming and subject to cheating. Also, the census could be outdated in a short period of time.

This concept is not applicable to industrial or commercial customers. Some other means of applying conservation to those customers would need to be created so that all classes feel that the conservation efforts are being fairly divided.

3. Uniform Allotment - Each residence receives the same amount per day, such as 300 gallons. This is similar to the individual allotment except it does not require a census. This method would be advantageous in large communities (population 500,000 +). The disadvantage again is that customers currently using less than the allotment can waste water up to their allotted amount, while customers with large yards which currently judiciously use more than the allotment may find it impossible to meet their goals without loss of lawn or landscape. As previously mentioned, industrial and commercial customers need to be addressed in a different but equitable manner.

EQUITY

Whichever approach is used in establishing an ordinance, all customer classes must feel that they are being treated fairly. If a base year or percentage allotment is used, choose the appropriate base year. Try to pick a recent year with somewhat "normal" weather and which has data readily available. Also, try to avoid a year that contains active conservation programs. This would penalize people who were saving water during the year. As mentioned previously, an appeal process should be available to address individuals whose conditions have changed since the base year. To address those who are already using small amounts of water, a minimum allotment can be established (customers using this minimum amount would not need additional conservation).

To further conservation efforts, a "banking process" can be established which would allow surplus savings to "carryover" to billing periods of excess use. This would encourage customers to use less than their allotment knowing this could be used at some future time should their conservation efforts fall short of their goal, especially if requirements to save are likely to increase. As an example, Los Angeles mandated a 10 percent cutback effective March 1, 1991 and a 15 percent cutback effective May 1, 1991. The actual conservation achieved in March and April was approximately 25 percent for each month. This excess savings can be attributed in part to a carryover provision in its water conservation ordinance, because customers were saving as much as possible during the 10 percent cutback period knowing it would be more difficult in May when required cutbacks increased to 15 percent.

Another advantage to a carryover provision is that it allows the customer to offset overuse due to meter reading problems that may have occurred during the base year without being assessed penalties.

PENALTIES

The last process that should be included in any water conservation ordinance is the means to levee penalties for noncompliance. While voluntary programs can and do work, they should not be relied upon when water reductions are absolutely essential.

Financial penalties are usually in the form of a surcharge levied on the water bill if water use exceeds the allotment. This penalty can be in the form of a percentage penalty which would be most effective for high water users, or a set dollar amount per unit of excess use which would target low water using customers. A combination of the two would achieve conservation for both customer types.

Many water agencies also consider the installation of flow restrictors or shut-off of service for flagrant violations. This type of penalty should be at the discretion of the agency however, and not a mandatory requirement. This will avoid high labor costs should non-compliance become widespread.

CONSERVATION IN UNMETERED AREAS

Most of the conservation measures discussed are of value only if the service area uses meters to determine water use. What can be put in a water conservation ordinance for areas that don't have meters?

Besides incorporating prohibited uses, an ordinance can incorporate restrictions in outdoor water use which can account for as much as 50 percent of residential water use. An example of this concept is "odd-even" watering, which allows outdoor watering of lawns or landscapes on even numbered days of the month and prohibits watering on odd days. If more stringent cutbacks become necessary, watering every third day, once a week, or eliminating outdoor watering altogether can be incorporated.

SUMMARY

The basic principles of a water conservation ordinance are presented here to act as a guide. The agency developing their own provisions should create an ordinance that is easy to administer, easy to explain and comprehend by the users, accomplish the desired level of conservation needed, and it must be equitable to all customer classes.

IRRIGATED AGRICULTURE - THE END OF AN ERA?

Hans K. Barth, University of Paderborn
Germany

SUMMARY

After a period of dynamic expansion and high investments in irrigated agriculture, a change in the development during the last decade has to be deplored. The optimism of the past and all hopes for the solution of the food problem of an exploding world population by exploiting the arid zones resources for irrigation seem to be vanished. Today's reality in the irrigated agriculture is often defined as critical since many projects have proved to be deteriorated and unsuccessful. Consequently a high degree of reservation has been developed in the scientific and political decision-making process for further funds and a feeling of resignation is prevailing, specifically with regard to the highly concerned "Third World" countries.

This situation is background of research requirements regarding causes and effects of failure. In order to contribute to such an objective, a data collection and evaluation of literature on irrigated agriculture throughout the world was carried out and documented in an annotated bibliography (BARTH et al. 1990). The results of the review of more than 5000 references - basically covering the publication-period since 1970 - are significant for the most important problems in irrigation. Some aspects of this evaluation are presented here. They indicate, that primarily the neglect of social and socio-political circumstances are contributing to unexpected and undesirable developments.

On the other hand, there is a strong interrelationship between irrigation efficiency and situation-specific management (HUPPERT & WALKER 1988), taking into account, that irrigation projects are highly complex socio-technical systems (DIRKSEN 1989) with specific, regionally adapted management requirements. Their consideration can be regarded as an effective tool in solving the present irrigation dilemma.

INTRODUCTION

Before 1980 irrigated agriculture was the main answer in the international development cooperation in solving the food problem of an exploding world population. This optimism seems to be vanished. Based on many examples of failures and deterioration of irrigation projects, a series of criticism caused reservation and resignation basically in the political decision-making process: "Irrigated agriculture is characterized as a "development trap", as it hinders in the necessary structural change in the economy" (HESSE 1983). "... these days donor agencies consider with reluctance new proposals for irrigation development ..." (van STEEKELENBURG 1989). In a report for the "World Resource Institute REPETTO (1986) summarizes the situation by pointing out, that "... public irrigation systems are in danger of sinking under their managerial, economic and environmental problems". CARRUTHERS (1988) condemns in a drastic way the present approach of implementing irrigation projects as an ultimate warning for "irrigation-enthusiasts".

Even Rajiv Ghandi, the former Indian Premier stated, that out of 246 projects in his country only 65 were finalized since 1951. "More than 16 years money was wasted - the people got nothing back, no irrigation, no water, no increase in production and no help in the daily fight for food (SATTAUR 1989).

These and many other statements can be cited to describe the present critical situation of irrigated agriculture in dry lands.

THE 20th CENTURY'S DEVELOPMENT

At the beginning of this century a long phase of dynamic expansion in irrigated agriculture started. There was a doubling of irrigation surfaces in the first half of the century from 48 Mio. ha (1900) to 94 Mio. ha (1950). Since than a rapid increase to 250 Mio. ha can be stated until 1986 (Tab. 1, Fig. 1). The upward trend of development in the first seven decades of our century resulted into the expectation of 400 Mio. ha of irrigated land by the end of the century.

The reversal of this expanding development can be stated by the end of the seventies. In fact a series of evaluations of deteriorated projects wherre published since than. They turned all hopes in and expected benefits from irrigated agriculture into disappointment and resignation. Increasing reluctance on new proposals for irrigation development characterizes the present irrigation dilemma. The annual growth rates of irrigated land decreased from up to 4% during 1960/70 to less than 1% after 1980. This reduction is drastically obvious in the relationship between irrigated land and population increase (Fig. 2). According to POSTEL (1989) this value was

declining from 47.9 ha/1000 in 1978 to 45.2 ha/1000 in 1987. Such a decrease of 5.6% can be registered also in the amount of credits given by the main international donor agencies (Fig. 3).

THE PROBLEMS

All the above cited figures seem to be proof for a development, which points out the absurdity of the unlimited previous optimism in the potentials of irrigated agriculture for the future food security particularly in semi-arid and arid regions in "Third World" countries. The reasons for this decline given by international authors can be summarized as follows:

- the distribution of the limited water resources is irregular and unreliable. The "tail-end"-problem of wasting water in the upper system with consequences of deficiencies in lower parts of the system are dominant;
- low irrigation effectivities;
- serious problems caused by salt enrichment in irrigation water and soil;
- low productivity;
- problems of maintenance and large numbers of projects urgently needing rehabilitation.

In order to define the most important factors causing failures or deterioration, TIFFEN (1989) was evaluating 50 projects in Asia, Africa and Latin America. The author classified the problems into five broad categories:

- local economy and farm-level economics;
- social and political aspects;
- institutional, organizational and management issues connected with operation or planning;
- institutional and organizational issues in the construction period (implementation problems);
- unpredictable external events.

The results of this evaluation shows, that in total 281 individual problems can be identified. 49% of these problems are belonging to group 1. This type of problem was the most serious in the sense of

underperformance, or even collapse of projects. Socio-political problems were found in 38% of the projects, where land tenure issues comprised 8% of all problems.

Such evaluations indicate, that irrigation projects are highly complex "socio-technical" systems (DIRKSEN 1989). In such systems technical know-how knowledge of effective wateruse and plant requirements, and capabilities of social cooperation are in strong inter relationship (CLEMENS et al. 1988). This means, that lack of success in irrigation is not only caused by technical difficulties. There is proof, that the technical problems are rather symptoms of a dilemma based on socio-structural and operational shortcomings. If those problems are combined with unadequat use of ressources, the future of irrigated agriculture seems to really questionable.

PERSPECTIVES

According to evaluations cited above and due to findings after reviewing more than 5000 references on irrigated agriculture there are mainly three basic preconditions for a successful implementation and operation of irrigation projects:

- organizational and cooperational solutions tailored to socio-political and socio-cultural conditions in each case;
- a flexible and adequate reacting management in specific situations and external and internal developments;
- consideration of resource potentials and resource conservation with early reactions on deteriorating developments.

The consideration of such highly sophisticated requirements for a system-adapted and situation-specific joint activity of all participants in irrigation was neglected frequently in the past. This is shown also by the statistical evaluation of a data collection published in 1990 (BARTH et al.), where technical and economic aspects are dominant in scientific publications (57% - s. Fig. 4). In contrast to this social and ecological topics as well as aspects concerning development policies are rather unimportant.

To eliminate such an obvious lack in research regarding social, institutional, and environmental problem areas of irrigated agriculture is a future task and a challenge of interdisciplinary cooperating sciences. There is no doubt, that progress and solutions in finding new concepts and their translation into action will be decisive in the future of irrigated agriculture. The example of a new approach given by the German Agency for Technical Cooperation (GTZ) in a guide to irrigation project management (HUFFERT & WALKER 1988)

is a first step in a suitable direction. Valuable starting points were also given during a symposium of the German Association for Water Resources and Land Improvement (DVWK) in the framework of the International Water Conference in Berlin 1989. Together with results presented these days an efficient water use they are giving reason for optimism.

That a permanent and longterm irrigated agriculture is successfully possible, is proofed by the examples of thousands of years in human history. There is no argument, that the integrated approach of those historical examples could not be realized similarly in modern irrigated agriculture. In view of an enduring improvement of the basic needs supply particularly in "Third World" countries, the necessary effort of all parties concerned should be desirable and of high priority. To contribute to this aim is background of the here presented report.

REFERENCES

- BARTH, H.K. et al. (1990): Geographie der Bewässerung. Annotierte Bibliographie der Bewässerungswirtschaft in 6 Bänden. Paderborner Geographische Studien, Bd. 2, Paderborn.
- CARRUTHERS, I. (1988): Irrigation and Threat: A Warning Brief for Irrigation Enthusiasts. IIMI Review, Vol. 2, Nr. 1.
- CLEMENS, KRUSKEN & NEUMANN-DAMERAU (1988): Vorwort zu Managment von Bewässerungssystemen. Handbuchreihe Ländliche Entwicklung. Eschborn, S. 9-10.
- DIRKSEN, W. (1989): The Importance of and Need for Improvement of Management in Irrigation. Bull. Deutscher Verb. f. Wasserwirtschaft u. Kulturbau (DVWK), 16, Hamburg, Berlin, S. 1-5.
- HESSE, G. (1983): Bewässerungslandwirtschaft als Entwicklungsfall? Entwicklung und Zusammenarbeit, H. 12, S. 12-17.
- HUPPERT, W. & H.H. WALKER (1988): Management von Bewässerungssystemen: Ein Orientierungsrahmen. Handbuchreihe Ländliche Entwicklung. Eschborn.
- POSTEL, S. (1989): Water for Agriculture: Facing the Limits. Worldwatch Paper, 93, Washington D.C.
- REPETTO, R. (1986): Skimming the Water: Rent-seeking and Performance of Public Irrigation Systems. World Resources Institute. Research Report No. 4.

SATTAUR, O. (1989): India's Troubled Waters. New Scientist, 27. May.

STEEKELENBURG, P.N.G. (1989): Objectives and Target Groups Orientation: A Major Factor of Situation-specific Management in Irrigation. Dt. Verband f. Wasserwirtschaft u. Kulturbau (DVWK), Bulletin 16, Hamburg, Berlin, S. 73-102.

TIFFEN, M. (1989): Interactions between Socio-economic and Institutional Findings and the Technical and Institutional Design. Dt. Verband f. Wasserwirtschaft u. Kulturbau (DVWK), Bulletin 16, Hamburg, Berlin, S. 135-152.

FACTORES PSICOSOCIALES EN LA RELACION AGUA-EDUCACION-PRODUCTIVIDAD AGRICOLA (*)

Antonia Vasconcelos Martins
Psicóloga Social
Compañía de Desarrollo del Valle del San Francisco
SGAN Quadra 601 Lote 1 CEP 70910 Brasília DF BRASIL

Edson Alves de Souza Filho
Profesor Adjunto, Instituto de Psicologia
Universidade de Brasília

ABSTRACT

The object of this study is the psychosocial evaluation of the process of inception of peasants in the CODEVASF's irrigation projects to identify factors of motivation and restrictions in the irrigated agriculture adoption. Serge Moscovici's theoretical model on social representation guided the investigation on the social representations over agricultural practices in the irrigated areas, the social relations and other related subjects. It is conceived a typology of analysis about the way to face of those rural farmers over the irrigated Perimeters (traditional, modern and ambivalent) in its self-representations. One hundred and thirty five subjects took part in the study on a newly-harvested area and other two older ones. The results confirm the established hypothesis; psycho-social inferences are pointed and proposals at institutional level are suggested.

INTRODUCCION

El Proyecto Público de Riego es una de las alternativas incentivadas por el poder público en áreas donde predomina la agricultura de secano en el Nordeste de Brasil como estrategia de superación de los problemas ocasionados por la escasez de agua y la estructura de tenencia y propiedad de la tierra.

La tecnología de irrigación asumida tanto por el poder público como el privado tiene, en la Compañía del Desarrollo del San Francisco -CODEVASF, su principal ejecutora. Teniendo responsabilidad por una área de 640 mil km² distribuidos entre los estados de Minas Gerais, Bahia, Sergipe, Alagoas e Pernambuco, esa empresa pública se vincula al Programa Nacional de Irrigación, actualmente bajo la responsabilidad del Ministerio de Agricultura y Reforma Agraria, teniendo como finalidad el desarrollo integrado de la región a través del aprovechamiento de los recursos de agua y suelo.

La administración del Perímetro Irrigado (PI) es hecha por sistema de co-gestión comprendiendo la participación de los irrigantes a través de una organización cooperativa o del Distrito de Irrigación y la CODEVASF que los asesora hasta el momento de su emancipación (CODEVASF, 1986)

Los trabajos de evaluación de los resultados llevados a cabo por la CODEVASF y otras instituciones interesadas, han demostrado que las cooperativas de irrigantes del Valle del San Francisco, no están desempeñando satisfactoriamente sus funciones como prestadoras de los servicios requeridos por la agricultura irrigada. Los resultados económicos no son animadores y el nivel de participación de los irrigantes como asociados no se encaja en los padrones deseables de una organización de productores (Souza 1985:6).

(*) Resumen parcial de una investigación para Tesis de Maestría en Psicología Social realizada en el período de 1989 a 1991 (Martins, 1991)

Cuando un proyecto de irrigación es instalado en una determinada región del Nordeste, trae consigo una promesa de transformación. Se asientan las familias y enseguida brota el verde de la plantación. "milagrosamente" viciosa, uniforme, exuberante que se transforma en granos; granos que van para la comercialización, para el mercado. El dinero y la ganancia subsiguientes retornan al productor rural en la forma de educación, salud, transporte, etc. Es la llegada del progreso, de una vida mejor.

Cuando un habitante del PI FORMOSO A (Bahia), después de experimentar la alegría de su primera zafra con agricultura irrigada, dice que es mejor plantar con agua de lluvia porque "o mantimento agradece, con o aspersor o mantimento é amarrado", no se puede dejar de observar entre las dos situaciones el aviso de que algo está faltando. Hiatus este entre: la propuesta prometedora de cambios económicos e sociales embutida en el proyecto irrigado y el proceso de asimilación, en cuanto práctica, y la apropiación de esta propuesta por parte de su principal interesado: el irrigante.

Hiatus que es el área de actuación, por excelencia, de las instituciones promotoras del PI. Laguna cuya existencia irremediable justifica la presencia del gobierno como intermediario natural.

Es en este hiatus que se sitúa el objetivo de la presente pesquisa: realizar una evaluación psicosocial de los procesos vividos por los productores rurales, en consecuencia de su inserción en Perímetros Irrigados de la CODEVASF. Se pretendió observar los procesos vividos psicosociales movilizados en el ámbito de su estructura de credo, valores, actitudes y conductas frente al PI, a través de las representaciones sociales que ellos hacen sobre su trabajo agrícola, sobre sus relaciones sociales y una serie de objetos relacionados a estos hechos.

El modelo teórico de Serge Moscovici (1978) sobre Representaciones Sociales orientó las investigaciones de esos irrigantes acerca de sus prácticas agrícolas, relaciones sociales y otros temas relacionados. Un estudio exploratorio inicial permitió formular una tipología de análisis con respecto a los modos de enfrentamiento (tradicional, moderno y ambiguo), de autorepresentación (satisfacción, insatisfacción, acomodación, ambivalente), criterios de definición de suceso e insuceso en el PI, además de la vida participativa (por ejem. reuniones en el campo, en la cooperativa, etc) posibles de ser adoptados por las poblaciones en foco.

Con estos objetivos fueron incluidos irrigantes de un Proyecto recién implantado para identificar su impacto inicial con la agricultura irrigada e irrigantes de Perímetros antiguos para, comparativamente, analizar la repercusión de esa madurez (psicosocial y económica) en la captación de la realidad del Perímetro.

El análisis realizado indicó que los irrigantes estudiados, independientemente del tiempo de implantación del respectivo PI, no presentaron tendencia predominante cuanto a las formas de enfrentamiento, de autorepresentación, de los criterios de suceso o insuceso y de la vida participativa.

Para efecto de este artículo se pretende focalizar los resultados relativos a los enfrentamientos y autorepresentaciones.

Algunas sugerencias fueron indicadas a la luz de los resultados: de un lado surgieron muchas líneas de estudio que profundizarían aspectos observados en la pesquisa; de otro lado, fueron sugeridos indicativos estratégicos focalizando mejorar los procesos de educación de los irrigantes como usuarios de la irrigación y su comunicación con la CODEVASF.

MARCO TEORICO

El complejo de la agricultura irrigada como fenómeno y propuesta modernizante afecta directamente a la población objeto de este estudio, porque implica en cambios radicales en sus prácticas de producción agrícola y en las interacciones con el medio ambiente y sus grupos de vecindad.

Por eso, la entrada del irrigante en el PI pone un conjunto de valores, de saberes constituidos (por la práctica de la agricultura tradicional) y de expectativas relacionadas con los objetos movilizados por la agricultura de riego: el agua, la tierra, la técnica, el producto del trabajo y las relaciones de trabajo y vecindad. Este es el contexto apropiado para la elaboración de la Representación Social, para viabilizar la captación de la novedad (la irrigación), integrarla en el cotidiano y comunicarse en el grupo del cual es participante, integrado por la CODEVASF y los demás productores del PI.

La teoría de la Representación social es, dentro de la Psicología Social, el abordaje que mejor se adecua al estudio de los fenómenos psicosociales como el que se estudia aquí, porque su enfoque está situado en la articulación de lo social y de lo psicológico. Cuando Serge Moscovici introdujo el concepto de Representación Social, como un avance teórico a la frente de Durkheim, que había postulado el concepto de Representación Colectiva (Moscovici, 1978), él objetivaba completar la insuficiencia de los modelos clásicos relativos a la producción de conocimiento que negligenciaban las dimensiones simbólicas e imaginantes de las interacciones (Frank, 1974 apud Jodelet, 1974).

Según el autor, la Representación Social es:

" un conjunto de objetos, afirmaciones, y explicaciones originados en el día a día, durante interacciones sociales, con respecto de un objeto, persona o grupo, para tornarlo familiar y garantizar comunicación unívoca en el interior del grupo, interactuar con otros grupos y personas externas al mismo" (Moscovici, 1978, apud Souza Filho, 1989).

En el caso de la tecnología de irrigación, el irrigante absorbe ese complejo de conocimientos familiarizándose a través de categorías conocidas (reales o imaginarias), y elabora un conocimiento propio. A través de la Representación Social es posible esa apropiación del conocimiento con una nueva visión: la del irrigante (Moscovici, 1978:58) cuya finalidad es la comunicación entre los elementos del grupo y la orientación de sus conductas.

En resumen, la Representación Social es una modalidad de conocimiento específico (el conocimiento científico transformado en conocimiento común); una producción simbólica (todo sujeto es productor de sentido y de saber); y una forma de pensamiento social (articula contenidos y códigos socialmente reconocidos con la perspectiva de la comunicación y de las interacciones).

Teóricamente tres aspectos básicos caracterizan la especificidad de la Teoría de la Representación Social.

1.- Condiciones psicosociológicas de su emergencia " la dispersión de la información" relacionada con la cantidad de informaciones disponibles, insuficientes y/o superabundantes sobre la realidad; tal contextualización genera perplexidad en los procesos de juicio llevando las personas necesariamente a otra condición: la focalización, que se refiere al aspecto detentor de la atención y del interés del individuo o grupo sobre el objeto representacional específico, y finalmente, la presión a la inferencia caracterizada por la necesidad de las personas de opinar, juzgar y actuar sobre las cosas como demanda del grupo en su alrededor (Moscovici, 1976; Herzlich, 1972; Jodelet, 1984).

2.- La formación y determinación de las Representaciones Sociales: efectuadas a través de los procesos de objetivación cuando ocurre transformación del concepto en entidad autónoma, figurada e icónica; "anclaje" o sea la conexión del nuevo conocimiento al sistema personal de interpretación de la realidad y de la conducta.

3.- La organización de contenidos: que envuelve la información (conocimiento), la actitud o orientaciones generales sobre el objeto y el campo de representación o imagen, modelo social y contenidos específicos del objeto representado.

Frente a las consideraciones presentadas hasta aquí, el marco teórico de la Representación Social presenta las siguientes ventajas:

‡ valoriza el "saber popular", no como un depósito pasivo de opiniones y actitudes, sino como un modo de acción y pensamiento que produce realidades;

‡ adopta análisis cualitativa (y cuantitativa) que considera la *cognición social* como un sistema simbólico complejo, organizado en "elementos de sentido, combinados o aislados" (Souza Filho, 1989);

‡ es adecuado al estudio de individuos y grupos pertenecientes a sociedades marcadas por divisiones sociales, de saber y capacidad de expresión, algunos poseyendo mas, y otros menos informaciones en tecnología, ciencia, etc.

Considerando lo anterior y el estudio exploratorio llevado a efecto, entre irrigantes, en una primera tentativa para explicitar una tipología, para efecto analítico, se establecieron los siguientes criterios o tendencias psicosociales generales:

1.- Tendencia a la tradicionalidad, a la modernidad, y a la ambivalencia con relación a los siguientes aspectos del PI: el relacional (familia, trabajo, organización/CODEVASF), la finalidad (pose de la tierra, criterios de producción agrícola) y estratégico (uso de nuevas tecnologías y vida participativa).

2.- Identidad (autorepresentación) relacionada a los sentimientos de satisfacción, crédito y determinación frente a la situación de trabajo.

HIPOTESIS PARA LA INVESTIGACION

Los grupos del PI, *independientemente de su tiempo de implantación*, no presentan tendencia predominante en cuanto a los enfrentamientos adoptados y en cuanto a sus autorepresentaciones.

La estructura teórico-metodológica se baseo en Jodelet, 1984 (apud Moscovici, 1989:44).

METODOLOGIA

1ª Fase El estudio exploratorio a través de cuestionario y asociaciones libres; a partir de palabras inductoras fue llevado a cabo con 25 productores del PI de FORMOSO A, proyecto recién implantado en el interior de Bahía. Estas asociaciones fueron sometidas a la técnica del Análisis de contenido (Bardin, 1977:95-102) y condujeron a la elaboración del instrumento definitivo.


























2ª Fase (estudio definitivo). Aplicación del instrumento definitivo a través de cuestionario conteniendo preguntas donde los sujetos elejían las respuestas por el sistema de jerarquización. Fueron entrevistados 51 irrigantes del PI FORMOSO A, 30 del PI de MANDACARU situado en Bahía (antiguo y bien sucedido) y 54 irrigantes del PI de BEBEDOURO en Pernambuco (antiguo y no tan bien sucedido).

El tratamiento de los datos fue efectuado por aplicación de testes estadísticos de Qui-cuadrado, Kruskal-Wallis y r de Pearson (Levin, 1985:195-288).

RESULTADOS

Con relación a los enfrentamientos adoptados por los irrigantes de acuerdo con los criterios de tradicionalidad, modernidad y ambivalencia, los tres grupos se presentaron con algunas semejanzas y diferencias como se verifica en la Figura 1

El Test Kruskal-Wallis aplicado sobre las medias encontradas en el conjunto de respuestas de los tres PIs indican que, apesar de una gran aproximación en esas medias, hay una diferencia significativa entre los grupos en relación a algunos objetos representados.

	FORMOSO A	MANDACARU	BEBEDOURO
TRADICIONAL	 	  	
MODERNO	 	  	   
AMBIVALENTE	   	   	  

 - OBJETIVOS DA PRODUÇÃO AGRÍCOLA

 - USO DE NOVAS TECNOLOGIAS

 - CRITÉRIOS DE PRÁTICAS AGRÍCOLAS

 - VIDA PARTICIPATIVA

 - POSSE DA TERRA *

 - RELAÇÃO ORGANIZACIONAL *

 - RELAÇÃO FAMILIAR

 - RELAÇÃO DE TRABALHO *

* - APENAS NESSES TEMAS NÃO FORAM IDENTIFICADAS DIFERENÇAS SIGNIFICATIVAS ENTRE OS TRÊS PERÍMETROS

Figura 1. Quadro comparativo de los enfrentamientos identificados en los tres PI.

En relación a la autorepresentación, los sujetos se dividieron entre autoidentificación del tipo satisfacción, insatisfacción y acomodación. La mayoría de los entrevistados dieron respuestas del tipo ambiguo conforme demuestra la Tabla 1.

Se encontraron asociaciones significativas entre las variables personales como edad y escolaridad y variables institucionales como tiempo de implantación del proyecto, criterios de definición, etc. y los tipos de enfrentamientos y autorepresentaciones. Estos resultados no establecen una relación de tipo lineal, demostrando talvez, que los fenómenos estudiados tienen en su realidad interna, otro tipo de interacción.

DISCUSION

En los enfrentamientos de tipo moderno, en los tres perimetros, los objetos así representados se relacionan con los aspectos estratégicos del PI (criterios de practicas agricolas y vida participativa). No se puede garantizar que esta constatación señala modernidad o solamente una concordancia a compromisos de contrato del irrigante con la CODEVASF a través del modelo de cogestión. En términos psicosociales se puede estar observando el fenómeno que Festinger denomina de "presión a

la uniformidad" (Cartwright e Zander, 1969:352) o todavía del mismo autor en lo que se refiere a la "disonancia cognitiva" (Rodríguez, 1986:154).

En los enfrentamientos del tipo tradicional, presentes tanto en el PI nuevo (FORMOSO A) como en

Tabla 1: Diferenciación en los contenidos de las respuestas de los sujetos sobre la autorepresentación.

EVALUACION DE LAS RESPUESTAS POR SUJETO	FORMOSO A		MANDACARU		BEBEDOURO	
	Fr	%	Fr	%	Fr	%
1. Sujetos solo dieron respuestas de "Satisfação"	26	51	3	10	17	31,5
2. Sujetos solo dieron respuestas de "Insatisfação"	1	2	9	30	7	13
3. Sujetos solo dieron respuestas de "Acomodación"	3	6	8	26,5	4	7
4. Sujetos solo dieron respuestas de "Ambivalencia"	21	41	10	33,5	26	48
TOTAL	51	100	30	100	54	100

el antiguo (MANDACARU), se presencia la fuerza de los referentes culturales y religiosos, la distancia entre el discurso de la ciencia y de la tecnología (Vergés, 1989). En el caso de MANDACARU, PI bien sucedido, se constata la ocurrencia de un sistema de representaciones relacionadas a la visión antigua de agricultura; este factor puede haber sido movilizado y actualizado por factores circunstanciales de endeudamiento bancario. En los dos casos, queda claro el papel de la ideología, caracterizada por la presencia paralela y real de sistemas moderno y tradicional.

El enfrentamiento de tipo ambiguo, tan fuerte en los tres perímetros trae a flote la realidad ambigua del poder público tal como analiza Burstyn (1985:70-108) e, en una óptica psicosocial y antropológica, coincide con los estudios de Carneiro y Monte-mor (1983).

El énfasis en las autorepresentaciones del tipo ambiguo refleja las mismas características ambiguas encontradas en los enfrentamientos, consecuencia de la ideología que emerge en el discurso tradicional y en los procesos psicosociales de identidad social tal como propone Zavalloni (apud Karstersstein, 1981:102) y Goffman (1982). Las autorepresentaciones del tipo satisfacción parecen relacionarse a los procesos grupales analizados por Tajfel (apud Karstersstein, 1981:98) a la luz de lo que llamo de "pertenecimiento al grupo" (Tajfel, 1974:69).

CONCLUSIONES

Entre las conclusiones obtenidas pueden destacarse:

12 Las hipótesis establecidas para este trabajo fueron observadas de un modo general. Los resultados encontrados revelan sobretodo, un mapeamiento de los enfrentamientos desarrollados por los irrigantes en su inserción en los PIs. Algunas inferencias al nivel de los procesos psicosociales fueron delineadas: en esta línea las observaciones guardan una afinidad con los enfoques teóricos y las pesquisas realizadas en la Psicología Social.

22 Los resultados demostraron una tendencia a la tradicionalidad en objetos representados que tienen que ver con la finalidad y estrategias de los PIs; una tendencia a la modernidad en los aspectos relacionais e estratégicos. La tendencia ambigua aparece tanto en la línea relacional como en el aspecto finalístico. La inserción de los productores rurales en los PIs no presenta un proceso lineal de maduración; el desarrollo como irrigante integra en los elementos nuevos de su identidad, trazos culturales e interrelacionales de su historia anterior.

32 Hay una distancia entre el discurso institucional y el discurso del irrigante principalmente al nivel del significado y de los objetos (metas y usos) lo que puede explicar muchas de las dificultades explicitadas por la CODEVASF en sus evaluaciones de actuación.

42 La ambigüedad observada en sus elaboraciones mentales, en la autoidentidad y en las formas interaccionales corresponde a la ambigüedad verificada en el referencial ideológico y en las estrategias educativas adoptadas por la institución pública.

52 La asimilación de los criterios de suceso e insuceso del PI por los irrigantes identifico conceptos y parámetros diferentes de aquellos emitidos por la Empresa y parece interferir en la participación de los usuarios en el desarrollo del PI.

62 Las autorepresentaciones expresivamente ambivalentes parecieron corporificar mecanismos amenos de convivencia con la "imposición" de la modernidad (abudida en el PI) como preservación de la autoidentidad anterior.

72 La Teoría de la Representación Social de Serge Moscovici se mostro eficiente para el tipo de estudio que aqui se desarrollo.

Los resultados encontrados permitieron sugerir algunas indicaciones de trabajo, muchas líneas de estudio pueden (y deben) ser continuadas objetivando profundizar los procesos psicosociales aqui inferidos. En el nivel estratégico enfatizose la necesidad de redefinir mitos, referencias ideológicas y procedimientos en el PI. Se indico tambien la necesidad de reestructurar las estrategias pedagógicas de capacitación y orientación del irrigante. Incluir y valorizar el saber de esas personas sera fundamental en la comunicacón CODEVASF-irrigante y en todo y cualquier proyecto de desarrollo de la irrigación en países del Tercer Mundo donde el poder público juegue papel fundamental.

REFERENCIAS

- Bardin, L. (1977)
Análise de conteúdo. Lisboa, Ed. Persona, 225 pp.
- Burstyn, M. (1984)
O poder dos donos: planejamento e clientelismo no Nordeste.
Petropolis, Vozes-CNPq, 182 pp.
- Cartwright, D. Zander, A. (1969)
Dinâmica de Grupo: Pesquisa e Teoria. São Paulo, Herder UISP, pp. 351-367.

- Carneiro, M. J., Monte-Mor, P. (1983)
Sujeição e idealização do passado: reflexões sobre as representações das condições de vida do irrigante. Campinas, Reforma Agrária, Boletim de la ABRA 13(3) maio-jun pp. 27-36.
- CODEVASF (1986)
Organização de agricultores. Participação na administração do Perímetro. (mimeografiado).
- Goffman, E. (1982)
Estigma. Notas sobre a manipulação da identidade deteriorada. 4ª edição, Rio de Janeiro, Zahar.
- Herzlich, C. (1972)
A representação social. In: S. Moscovici, Introduction à Psychologie Sociale, vol. 1, Paris, Larousse université, pp. 303-345.
- Jodelet, D. (1984)
Représentations sociales: phénomènes, concepts et théorie. In: S. Moscovici, Psychologie sociale, Paris, PUF, 29 pp.
- Karteszstein, J. (1981)
Aspects psychosociaux de l'identité. Informations sur les sciences sociales, Londres et Beverly Hills, SAGE 20(1) pp. 95-109.
- Martins A. V. (1991)
Representações sociais do trabalho agrícola e de suas relações sociais entre produtores rurais de Perímetros Irrigados. Brasília, Tese de Mestrado, Universidade de Brasília, 221 pp. e anexos.
- Moscovici, S. (1978)
A representação social da Psicanálise. Rio de Janeiro, Zahar.
- Moscovici, S. (1989)
Des représentations collectives aux représentations sociales: éléments pour une histoire in les représentations sociales. Sur la direction de J. Jodelet. Paris, Presse Universitaires de la France. pp. 62-86.
- Rodrigues, A. (1986)
Psicologia Social. Petrópolis, Vozes, 11ª ed. p. 151-157.
- Souza, G. S. (1985)
Organização cooperativa nos Prmítros de colonização do Vale do São Francisco. Fortaleza, BNB, ETENE-CODEVASF.
- Souza Filho, E. de (1989)
Contribuição da Análise de conteúdo ao estudo de construtos representacionais. Brasília, Psicologia, reflexão e crítica, Nº 4.
- Tajfel, H. (1974)
Social identity and intergroup behavior. Social science information, 13(2) pp. 65-93.
- Vergés, P. (1989)
Les représentations sociales. Sous la direction de D. Jodelet, Paris, Preses Universitaires de la France, pp. 387-404.

IMPORTANCE OF FARMERS TRAINING FOR EFFICIENT USE OF WATER IN IRRIGATION

C.V.J. VARMA
Member Secretary

A.R.G. RAO
Director

Central Board of Irrigation and Power
Malcha Marg, Chanakyapuri
New Delhi, India

SYNOPSIS

Irrigated agriculture is the mainstay of India's economy. Irrigation potential of India has increased from 22 to 75 million hectares during the period from 1947 to 1985 and the irrigation potential is now increasing at the rate of 2.6 to 2.8 million hectares per year. Though this is the highest rate of development, the utilisation of water has not been optimum. Considering the growth in population, which is expected to reach a figure of 1000 million by turn of the century and requirement of food grains of 240 million tonnes, the utmost efficiency in the water utilisation is imperative, for optimal use of water resources which is bound to be scarce in the days to come. It is realised in this context that the training of the actual users i.e. farmers in the scientific water management practices is the most effective way to ensure efficient water use in Irrigation.

This paper discusses the training imparted to farmers in various institutions in the country.

1.0 INTRODUCTION

Bulk of Indian population lives in villages numbering 7,50,000 depending on agriculture as mainstay. These include farmers and landless Agriculturalists who constitute 70% of the total population. The standard of living of these people through better agricultural production with consequent increased income has been the main objective of successive five year plans being implemented in the country. Emphasis was given for construction of a number of water resources projects since independence to create irrigation potential with capital outlay of thousands of million rupees. The utilisation of potential created has been unsatisfactory. Crop productivity is not commensurate with the irrigation potential created. It has been observed that the application of outdated irrigation practice and improper management techniques have led to wasteful use of precious water resources. The training

of farmers in effective use of irrigation waters for optimal use of land, water and crop productivity is therefore considered of vital importance.

2.0 TRAINING

Training of farmers was actually started in this country as early as in 1920's. But it is only in 1960 and onwards the farmer's training and education programming was organised on a regular basis which has become one of the largest of its kind in the world.

The Indian farmer is full of common sense though bulk of them cannot boast of any formal education. He is concerned of the need for scientific practices for efficient water use for maintaining the crop production when significant knowledge is imparted to him through training programmes in a language easily understood by him especially in a congenial atmosphere very familiar to him.

Considering its importance, many agencies have been established for conducting the training courses for the farmers, in the languages easily understood by them with the course contents so designed to match the level of literacy of the farmers which is very essential for better results.

Many states in India have been established water and land management institute (WALMI) for imparting training courses in various disciplines pertaining to irrigation and agriculture to different functionaries including farmers. Besides the command area development authorities of various irrigation projects also conduct training courses for the benefit of farmers to enable the full irrigation potential created is utilised optimally for maximisation of crop production. Identification of the skills and knowledge required by the farmers will be the first step for training for which appropriate methodology is required to be designed. The training can be effective and purposeful only if it is in consonance with the local requirement.

3.0 REASONS FOR INEFFICIENT USE OF IRRIGATION SYSTEM

The following reasons have been identified by the experts contributing to inefficient use of irrigation potential created.

1. Excessive use and consequent wastage of water
2. Inefficient distribution system such as water courses, construction of field channels not keeping pace with water availability facilities
3. Failure to reduce seepage losses in distribution system

4. Inadequate drainage facilities which hamper irrigation development
5. Non-formulation of cropping pattern and water allowances etc. based on availability of water soil characteristics
6. Inadequate preparation of land for irrigation
7. Lack of inputs and other infrastructure facilities like provision of roads, marketing credit etc.
8. Lack of proper operation and maintenance of irrigation system
9. Lack of coordination between irrigation and agricultural departments at formulation stage of project
10. Inefficient and inadequate distribution of available supplies to the cultivations
11. Applying water thinly to irrigate as much area as possible is not conducive to high yields specially for high yielding varieties
12. Lack of studies regarding crop water requirement, temperature, amount of rainfall and its distribution for specific crop.

4.0 OBJECTIVES OF TRAINING

The objective of the farmers training course being conducted have been defined considering the above and include the following:

- (i) To create awareness of total process of irrigation "Water Management" amongst the farmers in command area
- (ii) To teach and demonstrate to farmers scientific knowhow of water management and to create interest about judicious use of precious land and water resources
- (iii) To make them understand their responsibilities and rights
- (iv) To identify their constraints in irrigated farming and to suggest suitable remedies

5.0 METHODS OF TRAINING

Scope exist for different methods of imparting training which include the following:

1. Training camps of duration 4 days to one week preferably organised in the vicinity of their habitation covering lectures, films, field demonstration and discussions.

2. Face to face interaction during village fairs with other functionaries/specialists
3. Distribution of leaflets, publication of bulletins in the language of the place
4. Field trips
5. Mobile demonstration units equipped with models on scientific management practices in irrigated agriculture
6. Through the use of mass communications availing facilities like Radio/T.V. broadcasts etc.

6.0 COURSE CONTENT

The course content of the training may change to suit the local requirements.

The broad outline of the courses being conducted in one of the water and land management institute is given below. This provides scope for discussions and demonstration in proper mix which would appeal to the farmers

(a) *Discussion topics*

- (i) Irrigation Act and rules
- (ii) Credit facilities
- (iii) Economics of irrigated crops
- (iv) Crop planning
- (v) Water distribution methods
- (vi) Soil types
- (vii) Drainage needs
- (viii) Land shaping and grading
- (ix) Irrigation scheduling
- (x) Scientific water application methods
- (xi) Flow measurements
- (xii) Farmers involvement
- (xiii) Agricultural extension services
- (xiv) Improved crop production
- (xv) Practices
- (xvi) Irrigation methods

(b) *Field demonstration*

- (i) Judging soil characteristics for irrigation drainage and proper land use
- (ii) Evaluation of programme of standing crops

- (iii) Demonstration on improved agricultural implements such as ridger, sarayentra, two bowl seed cum fertilizer drill
 - (iv) Flow measurements in field channel at outlet head and its importance in national water supply
 - (v) Scientific water application methods viz border irrigation, straight and serpentine furrow irrigation, basin irrigation for different crops
 - (vi) Use of syphon tubes for irrigation
 - (vii) Simple method of land shape measurements for land development
 - (viii) Amelioration of farmers (local), incorrect method of irrigation into scientific method without monitory involvement
 - (ix) Demonstration of salt and drainage affected field (visit to land drainage scheme)
- (c) *Pamphlets and audiovisual aids*

Besides the above, extensive use of audio-visual aids such as coloured slides, video cassettes, transparencies, short films, charts are made use in highlighting about the improved methods of irrigation to ensure efficient use of water for irrigation. Audio-visual aids cited such as above, have made a very deep impression on the minds of the farmers.

Pamphlets in simple languages as can be understood by the farmers are brought on various aspects of efficient use of water for irrigation. Folk music which is a traditional method of reciting mythological stories of great epics like Mahabharata and Ramayana is made use of with telling effect to impress on the farmers about the improved methods of irrigation to ensure maximum production with minimum use of water leading to greater efficiency. This is normally being done during the village fairs and festivals.

Adequate number of picturised transparencies on water management as applicable to local, area coloured slides, video-cassettes are also used to educate the farmers.

In the institute, water management learning is also practiced by staging short drama besides screening 16 mm films during the evenings of the training period.

7.0 TRAINERS

Adequate attention is being paid to selection of trainers who have to impart training to farmers as success of transfer of knowledge depends entirely on professional competency of the trainers. These trainers have to know the farmers needs and requirements of local irrigation and constraints being faced. Reconnaissance is

made by the trainers of the region to study the existing conditions to cater the training courses to suit the needs of the farmers to be trained.

8.0 USEFULNESS OF TRAINING PROGRAMMES

Efficacy of these training programmes is also being assessed through regular feed back information received. It is confirmed that these training programmes have been very effective as farmers have become not only more self relevant but also confident in adopting scientific water management principles and modern agricultural practices to boost crop production to ensure increased incomes.

As more and more farmers are being trained scope for induction of farmers management irrigation system, has broadened considerably.

Mohini water distribution cooperative society in Kakrapar Command Gujarat, Pani Panchayat in Mula Project, Shivtaker community lift irrigation scheme are the some of examples of the farmers management irrigation system under existence.

9.0 USE OF MASS MEDIA

In recent times, mass media facilities like Radio and TV have been extensively made use of in carrying the message of scientific water management principles to farmers in farflung corners of this vast country.

These programmes have been specially designed and broadcast through regional stations in simple language that farmers can understand.

Subject specialists are invited to these programmes to discuss the local issues and advise the farmers suitably. These radio and TV broadcast cover majority of Indian population covering in villages. By these broadcasts, an awareness has been created in the minds of farmers about the advantages of modern scientific practices in efficient water use.

The message is also conveyed through dramas and folk songs which creates immediate impact.

Dissemination of knowledge about the latest technology and agricultural practices through these mass media of TVs and Radio among the farm communities has proved to be a boon especially in a big country like India as message can be conveyed to people in remote places.

10.0 TRAINING IN CONSERVATION OF ENERGY

In recent years 30 to 40% of electricity generated is being utilised to energise irrigation pump sets to draw sub-surface water for irrigation. However due to ignorance, motor of higher capacities are being used by the farmers than what is actually required leading to wastage of scarce electrical energy. Farmers are being educated and trained about the selection of right type of equipment and other accessories like foot valve etc. for conservation of energy.

11.0 CONCLUSION

National water policy enunciated in 1987 was based on the premise "that water is scarce national resources to be planned, developed and conserved as such and on an integrated and environmentally sound basis".

The total irrigation potential has been assessed to be 113 million hectare considering utilisable water resource of 77 million hectare metre. Out of the geographical area of 329 million hectares the cultivable area, net sown area and gross cropped area comprise 186 million hectare. As is evident from above, all the cultivable area cannot be brought under irrigation calling for measures for optimal use of irrigation water. This calls for intensive training of all concerned people in scientific water management, to enable maximum crop production with optimal use of irrigation water. The training of farmer/ the end user is thus very important for ensuring optimal, economical and equitable use of scarce water resources.

INSTITUTIONAL OBSTACLES IN THE U.S. TO THE
EFFICIENT USE OF WATER FOR AGRICULTURE
Richard H. Ives, U.S. Bureau of Reclamation

Introduction -- In recent months the ongoing five-year drought in many parts of the American West (West) has captured the media's attention, not to mention the attention of those who have been living through it. Many urban and suburban consumers as well as farmers have been required to significantly reduce or, in some cases, curtail their use of water. The drought has had its greatest impact in some of the West's most populated areas where an ever-increasing population had already been exerting significantly greater pressure on limited water supplies.

The drought has also brought into focus where the water is going. Significant attention is being focused on agriculture as irrigation is the major consumer of water in the American West; for example, it comprises over 75 percent of all the water used in the State of California. There is considerable mention of the apparent inequities between agricultural and other water users, such as the continued growing of surplus water-intensive crops like cotton¹ while some urban and suburban customers are being asked to rigorously ration their water use to less than 188 liters (50 gallons) per day per person.²

Since the 1976-77 drought conditions in the state, California's population has increased from approximately 20 million to about 30 million, however, its complex water infrastructure has hardly grown. The main water project in the state, the Central Valley Project, was originally designed when the state had a population of about six million people. For nearly five years, California has experienced exceptionally dry years during which annual run-off has averaged only slightly more than half of the normal amount and to compensate there has been increasing pumping causing many groundwater levels to decline substantially. It should be pointed out that groundwater was already meeting about forty percent of the state's water demand in normal years.³

¹ "Slaking a Thirst - Big Farmers Get Subsidized Water Despite Drought Crisis", Wall Street Journal, May 30, 1991.

² "California Rains Make Hard Decisions Harder", The New York Times, May 22, 1991.

³ "Allocating California's Water Supplies During the Current Drought", Presented by David Kennedy, Director, California Department of Water Resources. World Bank Workshop on Water Resources, June 24, 1991.

The current drought conditions of California are not universally shared by all of the states of the West, however, with increasing populations, a period of reduced precipitation, and a greater variety of competing uses identified for the water, it could well be a precursor to what other states will be experiencing in the not-to-distant future. In light of such drought conditions, water resource systems must be examined for opportunities to either obtain additional supplies or use the existing supplies more efficiently. While there appear to be opportunities for the improvement of conjunctive use strategies integrating the use of surface water and groundwater supplies as well as opportunities for improving the water distribution systems (both on-farm and off-farm) to conserve water, the bottom line is that there will not be large enough increases in new supplies to meet all of the competing needs in many areas of the West. The California drought merely sets the stage for the need for change in the institutional framework for water as it highlights the disparities between the "haves" and "have-nots". With agriculture using such a large proportion of the water in the state, it is obvious that there is a need to make more efficient use of water and develop easier mechanisms to permit reallocation of water. This paper, at best, is a primer on how the existing institutional framework for water resources, i.e., body of laws, regulations, and other requirements, often serves to deter, rather than promote, the more efficient use of water in the West.

To better understand how water could be more efficiently utilized, it would be useful to impart some knowledge of water law in the United States and how it has evolved. To fully examine the legal framework for allocating water would be a prodigious task at best as the literature on the topic is voluminous.

Evolution of American Water Law

Riparian Doctrine -- The early immigrants who settled in eastern U.S. were provided with abundant water resources as annual precipitation generally exceeded one meter. There were few problems related to the allocation of water since the population density was low and water was plentiful. Nonetheless, as a developing (i.e., industrializing) and growing society in the late eighteenth and early nineteenth centuries, with a need for more and varied uses of water, there developed a body of water law to regulate its use. Early on, it should be pointed out, the development of water law was not a Federal undertaking as each state developed its own separate body of water law. However, each one of the eastern states largely followed what is known as the riparian doctrine. Simply stated, landowners adjacent to a waterbody acquire certain rights to use

the water. Although there is some disagreement as to the definitive origin of the riparian doctrine, it is largely a European concept which could have had its roots either in English or French common law. The most significant change in American riparian water law from its European antecedents was the adoption of the concept of reasonable use.⁴ This concept held that each riparian was entitled to make reasonable use of the waters and this could not interfere with other riparian landowner's reasonable use of water. Every one of the twenty-nine states currently subscribing to the riparian doctrine has included a provision requiring reasonable use.

Prior Appropriation Doctrine -- The vast migration of settlers to the West in the nineteenth century was accompanied by the realization that the riparian doctrine did not fit the circumstances very well because it granted water rights only to owners of land adjacent to watercourses and did not permit movement to other non-adjacent land. However, as settlers arrived in the vast semi-arid and arid regions of the West, they encountered land that was held in the public domain as well as significant tracts of irrigable land that were not adjacent to a water body. Thus, the settlement of the West under an irrigation-based economy resulted in the development of an entirely new set of water laws that better fit the unique needs of water users.

The doctrine of prior appropriation that has evolved into today's modern water law for most of West has its roots in local customs and regulations developed in the early mining settlements in California. The rules were similar to those adopted for the establishment and protection of mining claims on public lands: first in time, first in right. Thus, the first to establish a water right to use was protected from any subsequent diversion of water by another (Junior) water user. Ultimately, the prior appropriation doctrine evolved such that a water right required a diversion of water and that the water was utilized for a beneficial use.

Again, in the West, as in the humid eastern states that adopted the riparian doctrine, the Federal government deferred to the states and each state has developed its own particular set of water laws and regulations. Ultimately, a number of states adopted laws strictly encompassing the prior appropriation doctrine while other states originally recognized riparian water rights and later adopted the prior appropriation doctrine,

⁴ Getches, David. Water Law in a Nutshell. West Publishing Company, St. Paul, Minnesota, 1984.

resulting in a hybrid state water law system. In all of these water law systems, state supremacy over water was established and virtually every state has established a permitting system to administer water rights within that state. "The states developed a myriad of institutions, laws, and regulations to control their waters, reflecting in part both underlying variation diversion of demand, needs and other circumstances surrounding water use and different views on property rights and the role of the government. Furthermore, the demands placed on water institutions have changed over time, and the history of western water law records many endeavors by states to adapt and respond to new circumstances."⁵

While the Federal government did not play a key role in regulating water in the West during the nineteenth century, it has played an increasing role in this century as a multitude of new mandates have been articulated. Through a number of statutes, the Federal government is now involved in the regulation of waters related to interstate rivers, reserved water requirements for Indian reservations and Federal lands (e.g., wilderness areas), navigation, hydropower, water quality, and environmental and other needs. In addition, with the passage the Reclamation Act of 1902, the Federal government began a program of constructing water projects in the West to promote settlement and assist family farms. On some Bureau of Reclamation (Reclamation) projects, irrigation water rights are held by the water districts but more commonly the water rights are held by Reclamation although Reclamation generally defers to state water law.

The prior appropriation doctrine was originally silent on instream flow requirements, that is, those waters that remain in a stream for meeting environmental requirements, recreation, or other nondevelopmental needs, because water rights required that a diversion take place. Recent quantification of instream flow requirements has led to the realization that there is not enough water to meet all of the needs in some rivers, particularly under drought conditions.

Having provided some background on the institutional framework for water in the West, what are the implications? Some maintain that proper incentives could encourage the adoption of conservation measures such as more efficient conveyance systems or less wasteful irrigation practices. Also, a market-oriented allocation system would allow those with higher-valued uses to

⁵ Frederick, Kenneth D., and Hanson, James C., Water for Western Agriculture. Resources for the Future, Washington, D.C., 1982.

bid water away from lower-valued uses which it is presently put. However, these changes often would require modifications in present water laws and institutions and so far, the legal and institutional framework governing western water has been slow to respond to this latest challenge and remains a hindrance to the task of increasing the efficiency of water use.⁶

Impediments to the Efficient Use of Water --

The "Use it or Lose It" Doctrine -- Unlike riparian rights, whereby the right to use water was embodied in land ownership and it was granted forever with no requirement that the landowner must exercise the right, those with appropriative water rights must exercise the option. Rights, then, depend on usage and not on land ownership. Thus, there exists a possibility that water can be reallocated involuntarily as most states have laws enabling all or part of a water right to be forfeited for nonuse or abandonment (generally requiring several years of non-use), although these laws are rarely used. However, the positive side of this feature of the prior appropriation doctrine is that someone must actually divert the water for a beneficial use, thus preventing some speculators from acquiring and not using a water right with the intention of profiting from the sale of that water right at a later date.

In some areas, the nature and priority of irrigators' water rights influence efficiency of water use. Farmers may hesitate to change their irrigation practices because of fears of interference with their water rights or possible loss of water rights. Where water rights are tied to the land, there may be no way for the farmer to use any water he may "save" for additional acreage. Thus, his incentive to irrigate more efficiently may be reduced.⁷ Clearly, an irrigator is motivated to utilize his water entitlement to its fullest to avoid its loss.

Water Pricing -- As was indicated earlier, there is a considerable amount of water for agriculture that is being supplied by Federal water projects through water rights obtained by the Federal government prior to construction. The water is sold to irrigation districts/individuals under long-term contracts at costs which are sometimes extremely low and do not

⁶ see S, Frederick and Hanson

⁷ "Better Federal Coordination Needed to promote More Efficient Farm Irrigation". Report to the Congress, Comptroller General of the United States, June 22, 1976.

reflect the true market value. If the cost to irrigators better reflected the actual cost of the water, it is highly likely that greater conservation would be practiced. A Reclamation study in 1973 revealed that irrigation efficiency was less than 40 percent when farmers paid \$1-\$3 per 1230 cubic meters (1 acre-foot) of water while efficiencies of greater than 60 percent were recorded when water cost \$10 for the same amount.⁸

The result of the substantial Federal subsidies is that the low prices of Federally supplied irrigation water do not reflect its true value. Today some California farmers get water for as little as \$2 an acre-foot (1230 cubic meters) while Los Angeles water users pay \$545 and San Franciscans pay \$300 for the same amount.⁹ Thus, it is used inefficiently, for there is little incentive to conserve. While this inefficiency may not have posed a problem for the West during the early decades of this century, it has become increasingly serious because of the rising cost of new construction and because of the increasing competition for water for a variety of other uses -- such as for growing urban populations and for recreation and wildlife.¹⁰

Water Transfer Mechanisms -- Obviously, the original tenets of the institutional framework for water use developed while the Western economy was rooted in agriculture and mining activities. With the changes that have occurred in the last century, including rapid population growth resulting in increased urbanization and accompanying economic shifts in many areas of the West, there are many increased and new demands on water supplies. These different uses (e.g., for irrigation, energy production, water quality and instream flows for fish and wildlife needs and recreation, municipal and industrial use, Indian reservations and other Federal lands) are often competing for limited amounts water.

One of the potential solutions to water scarcity involves the reallocation of water which would entail a transfer of water rights from one use to another. A water right transfer could be a permanent or temporary arrangement and it could involve the sale or leasing of water, if the laws permit. "While different

⁸ "Shut Off the Water -- The Root Zone is Full". Bureau of Reclamation March 1973.

⁹ see 1, "Slaking a Thirst ...".

¹⁰ Wahl, Richard W., Markets for Federal Water: Subsidies, Property Rights and the Bureau of Reclamation. Resources for the Future, Washington, D.C., 1989.

sorts of transfers can raise different issues and problems, the key issue and common denominator in all these situations is a change in use."¹¹

Voluntary transfers of water rights enhance flexibility of water use and allow responsiveness to drought, changing economic conditions and new values related to water instream. Water transfers also raise concerns about damage to other water rights holders, adverse effects on areas from which the water is taken, impaired water quality, and preservation of fish, wildlife and recreation opportunities."¹²

Virtually every state requires that a water transfer (involving change of use) be approved. Change applications normally are evaluated by an administrative unit -- a department of water resources agency or state engineer's office (if the water right is under jurisdiction of the state), a water district governing board for transfer within district boundaries, or Reclamation for transfers involving changes in the use of Federal water.¹³ The procedures to gain approval for changes in the place or purpose of a water right can be complicated and costly and there are no assurances that it will be approved by the state. The formal approval processes also permit other concerns, such as impacts to other water rights holder, impacts on local economies, and environmental impacts, to be addressed.¹⁴

There are, however, a number of prohibitions to the transfer of water rights and in some cases these are derived from outmoded social policies. Nevertheless, some of these prohibitions are firmly ingrained in the water law of particular jurisdictions and have shown remarkable durability.¹⁵

Thus, while reallocation shows considerable promise in some areas to help solve water problems, it is not a panacea. There simply is not always going to be enough water to go around in

¹¹ Gould, George A., "Transfer of Water Rights". Natural Resources Journal, Volume 29, Spring 1989.

¹² Colby, Bonnie G., McGinnis, Mark A., and Rait, Ken. "Procedural Aspects of State Water Law: Transferring Water Rights in the Western States". Arizona Law review, volume 31, no. 4, 1989.

¹³ see 10, Wahl.

¹⁴ see 12, Colby.

¹⁵ see 11, Gould.

some places that is of sufficiently high quality for the intended use. However, the Federal government has recognized a need to further facilitate water transfers involving Federally supplied water. Thus, Reclamation in December 1988 published principles to govern voluntary water transactions involving Reclamation facilities which were "intended to afford maximum flexibility to State, Tribal, and local entities to arrive at mutually agreeable solutions to their water resources problems and demands".¹⁶

Summary -- It is heartening to note that throughout the West, the body of state and Federal laws, regulations, and other requirements, relating to water have not been static. However, there is a question of whether or not they are changing fast enough.

While there already has been considerable evolution in the prior appropriation doctrine in many western states, beneficial use is often not clearly defined and there are no mechanisms to force the change of water use activities from low-value (low beneficial use activities) to high-value (high beneficial use activities). While it would seem illogical that water law in the state of California would permit the growing of surplus water-intensive crops in a long-term drought while others go without, the laws have provided for the first water rights holders to receive their supply before later appropriators. There has always been disagreement over how important an individual's right is versus the "collective society's" right even when it means one person gets a considerable amount of water and many others get very little. Nonetheless, the general direction in California and in other western states, where the pressure is greatest, is to change such apparent inequities because the political ramifications of not doing so are just too great.

¹⁶ Bureau of Reclamation, "Principles Governing Voluntary Water Transactions That Involve or Affect facilities Owned or Operated by the Department of the Interior". Policy Statement dated December 16, 1988.

TECHNICAL AND INSTITUTIONAL INNOVATIONS CHANGING WATER RESOURCES MANAGEMENT AND ALLOCATION IN THE WESTERN UNITED STATES

by Lew Moore, Craig Phillips and Allen Powers

Irrigated agriculture consumes the great bulk of the limited water available in the American West. Even in California, the most populous of the 50 United States, irrigation takes three-fourths of all the water consumed by the states 30 million residents. In other states, irrigation's share of water may exceed 90 percent of total consumption.

With increasing population growth, migration and the agglomeration of an increasingly urbanized and consumer-oriented society, competitive demands for water use have emerged in this arid region. These increased demands are clashing with old water laws and institutions which have largely served to protect the status quo and to retain the bulk of water for agriculture.

In Colorado, for example, the doctrine of prior appropriation became the exclusive water law of the State, entitling the first user first rights on consuming the water. Subsequent users had lesser rights which ended only when the water supply was exhausted.² Obviously, this system of administration hasn't easily accommodated the changing emphasis in water use as Colorado's economic base changed from mining and agriculture to tourism and urban services.

Despite some formidable constraints to flexibility in water use, a number of technical and institutional innovations are encouraging more efficient use and may lend to the reshaping of policies which have heretofore allocated scarce water supplies. The following sections highlight some techniques and tenets by which Western water administration is gradually changing.

- Automated Measurement and Monitoring Equipment: Remote data collection sites linked through efficient telemetry networks are providing water managers with current information about the status of water resources. Consequently, efficient water management can be achieved through automated data collection and control systems. An excellent example of the development of Federal automated water data systems has been created in the U. S. Bureau of Reclamation's Pacific Northwest Region which generally encompasses the Columbia River Basin, principally including the states of Washington, Oregon, and Idaho.

Reclamation has developed and now operates 54 federal reservoir

* U.S. Bureau of Reclamation: Washington, Denver & Boise Offices. systems in the Pacific Northwest with a total water storage capacity of almost 19 million acre-feet (23 billion m³), and through local irrigation districts, coordinates the delivery of full and supplemental irrigation supplies to nearly 3.2 million acres (1.3 million hectares) of cropland which produces about \$2 billion annually in agricultural products.

Regional water supply operations are coordinated with numerous other Federal, State, and private facilities throughout the region to manage water for irrigation, power production, municipal and industrial supply, flood control, navigation, and fish, wildlife, and recreation benefits.

Appropriate distribution of natural flow and storage allocations from multi-purpose water and power supply systems is dependent upon reliable data collection, transfer, and processing among system managers and users. During the 1960's, Federal, State, and private water resource managers in the Pacific Northwest, recognizing a need for better and more timely data to adequately address multi-purpose management on the Columbia River system, began developing the Columbia River Operational Hydromet³ Management System (CROHMS). Seven Federal agencies collecting data collaborated in CROHMS for mutual benefit from data sharing.

Reclamation's early Hydromet in Washington's Yakima Valley was based on line-of-site radio telemetry; however, in 1979, an expanded regional network based on satellite telemetry was begun. The satellite system had several advantages over a land-based radio system: it allowed easy coverage of a large mountainous geographic area without large, expensive, and complicated land-based repeater equipment; it permitted expansion of the network throughout Reclamation's entire area of operation; and it provided for "event" or "adaptive random" reporting of significant hydrometeorologic events as they occurred.

As a result of developing satellite access, Reclamation's Pacific Northwest Region Hydromet now operates as a primary receive site for nearly 700 data stations reporting throughout the western United States. Water data ingested at the Boise office is immediately available for water operations by all agencies throughout the Pacific Northwest.

- **Improved Agricultural Water Requirement Projections:** Agricultural weather monitoring systems coupled with other remotely sensed data now give improved estimates of actual crop water needs; hence, water deliveries can be tailored to those conditions. In the Pacific Northwest, data from automated agricultural data collection networks and site-specific crop water use models from evapotranspiration research forms the basis for water conservation. Region In 1983, in cooperation with the Bonneville Power Administration (BPA), Reclamation began "piggy-backing" a network of automatic agricultural weather stations onto the proven Hydromet satellite technology. As a subset of the overall Hydromet data network, this agricultural "AgriMet" network has been dedicated to a regional analysis of crop water use. AgriMet has been providing expanded data support for on-farm irrigation management and scheduling programs.

Agricultural consumptive use is a significant issue with water resource agencies because of water quantity and quality as well as hydropower consequences. The Northwest power supply system is unique in the United States in that it is dominated by hydropower (approximately 70% of total served load). The Regional Power Planning Act requires BPA to give conservation priority for potential new sources of power in meeting future regional needs.

Thirty-eight AgriMet stations are now deployed to monitor air temperatures, solar radiation, relative humidity, wind speed and direction, precipitation, and soil temperatures. Each station is powered by solar panels with by a 12-volt storage battery reserve. As currently programmed, a microprocessor interrogates each sensor every 15 minutes and transmits the data record to ground receivers through the GOES satellite. All daily and historic data are ultimately stored within the system either on-line or on magnetic tape.

Data access on AgriMet is accomplished through on-line terminals or remotely, with a microcomputer and modem. Irrigation consultants, agency specialists and other authorized users assisting in the delivery of local irrigation management programs, can access respective AgriMet stations for data that can be applied towards better agricultural demand management throughout the Pacific Northwest Region.

Crop water use models are run daily to translate local climatic data into daily evapotranspiration (ET) information for crops at each station location on the system. Crop water use information

is published throughout the region during the irrigation season in local daily newspapers.

- **Water Transfers. Water Bankin and Water Marketin Concepts:** Agreements to reapportion surplus water and the ratification of these agreements by local and State governments has led to greater flexibility and benefits from the use of existing water supplies. Still there are formidable legal and institutional barriers to transfer of water in the West, particularly if there is a change in water use (e.g. from irrigation to municipal and industrial consumption). The following are a few examples of water transfer procedures ranging from the mundane to the more complex:

Water transfers of irrigation water within project service areas are done routinely at the request of the water districts in the western U.S. Since water contracts and state laws generally permit this kind of transfer from one agricultural user to another within a water district, water can usually be transferred among the farmers easily so long as the water is used for irrigation.

In addition to the local administration by the water districts, the location of use of Federally developed water may also change by means of a "temporary contract" without invoking the U.S. National Environmental Policy Act (NEPA) compliance so long as the end use remains the same. For example, Reclamation Regions have the delegated authority to temporarily contract for delivery of water for authorized purposes within a project service area when water is available.

In order to remedy project specific restrictions, "water banking" laws⁴ in Idaho and California permit widespread interchanges of water for beneficial use. These arrangements permit water to be "wheeled" among water districts for agricultural use without the loss of water rights or the change in end use. Similarly, some changes in water use are possible when the local parties have agreements and compacts which stipulate how water is to be apportioned. For example, in Southern California, the Imperial Irrigation District (IID) is transferring conserved water to the Metropolitan Water District (MWD), a massive (100,000 acre-foot/year) water transfer that also involves a change from agricultural to municipal and industrial use. Because of agreements between IID and MWD and legislation encouraging intrastate transfers⁵, the parties were able to negotiate a large water transfer for a higher-valued use.

Beyond the water district boundaries, water transfers are more complicated because Federal project authorizations and western water laws have generally restricted changes in location or change in consumptive use of the water. While most of the state laws require "beneficial use" as a goal for application of the water, the widespread doctrine of prior appropriation effectively preserves water rights for its original users; therefore, water which was initially appropriated for a beneficial use may still be used for its original purpose even if such use is less valuable than the "highest and best use" as defined by current social standards.

If federally developed water is to be used for a different purposes (e.g. change from agricultural to municipal & industrial use), formal approval may be required from the Congress, Secretary of the Interior and the State governments, even if the water is used within the project service area. This transfer of type of use may require preparation of a NEPA Environmental Impact Statement assessing the potential impacts of a change in water use. (Specific requirements vary with circumstances and the political climate.)

As political and societal pressure has been brought to bear on the status quo of water institutions the "have-nots" are finding innovative ways to challenge the existing system of water distribution. The review process associated with NEPA compliance is one vehicle being used. Challenging Reclamation's compliance with the Endangered Species Act is another. Extensive letter writing campaigns to high Governmental officials are common. Even obstructive "sitins" defying Federal officials to operate projects as authorized have been used to bring pressure for at least some segment of the population's interpretation of "highest and best use".

- Reallocation of Water Rights: Courts are defining environmental and other reserved water rights for the benefit of Native Americans, fish and wildlife, and even wilderness areas when such action is judged to be either required by prior agreements or be in the national interest. These adjudicated rights have the effect of reordering existing water allocation and use patterns.

Water law is a curious mixture of state and Federal statutes, court settlements and policy mandates. While generally deferring to state governments for administration of water law, the Federal government occasionally is forced, or elects to assert supreme power in some water issues. For example, in 1908 the Supreme Court invoked the "Winters Doctrine"⁶, the premise that the Federal government's trust responsibilities include "reserved water rights" for, inter alia, Indian Tribes, fish and wildlife, national parks and other Federal reservations.

Through legislation, the Federal government has also exercised its constitutionally enumerated powers for such purposes as navigation, commerce, general welfare and other powers such as those in making treaties and war⁷. This intrusion into the realm of states' water rights along with episodes of expansion and delimiting application of the Winters Doctrine has created lively tension as to the control and the preservation of water rights.

States have been actively pursuing judicial and legislative remedies to address their needs in water law as well as going beyond federal environmental regulation when necessary. In the water quality arena, New Mexico, Colorado, Montana, Washington and California have statutes that protect water quality. In the case of water quality problems associated with irrigation return flows in the San Joaquin Valley, the California State Water Resources Control Board has directed the Federal government to clean up the Kesterson Wildlife Refuge pollution problem and abate more toxic return flow (thereby denying water to some irrigators).⁸

The states and Federal government are both *agents of change* in western water institutions; neither government is really the supreme authority over waters within its domain, but a tenuous equilibrium between governments is generally crafted. The result is such that either the state or Federal government may foster policies which change water use.

One method of changing water rights can come with a policy emphasis on conservation. In addition to providing the means of water banking, water transfers, and in promoting environmental goals through the public trust doctrine, both state and Federal governments specify water conservation as a goal in their statutes. The Reclamation Reform Act of 1982 directed the Secretary of the Interior to encourage full "incorporation of prudent and responsible water conservation measures in the operation of non-Federal recipients of irrigation water from Federal reclamation projects" and further required that each water district develop a water conservation plan with "definite goals, appropriate water conservation measures, and a time schedule for meeting the water conservation objectives".⁹

Concurrently, the states of Montana and California have codified even higher standards of beneficial use in defining and preventing waste. These statutes are an embodiment of the beneficial use principle which restricts the holder of a water right to no more water than he can use beneficially; thus to waste water is to forfeit one's water right.

Still another legal means of changing water entitlement has come with the adjudication of water rights for fish, wildlife and recreational purposes. Minimum stream flows are now preserved as a part of the "public trust" doctrine. An example is a 1983 decision by the California Supreme Court which held that the public trust doctrine can be used to modify existing water rights¹⁰ and a 1986 California Court of Appeals decision which held that the state could act to control Federally-developed water in order to protect fish and wildlife¹¹.

These and other parallelisms and conflicts of laws and doctrines rights between and among the state and Federal governments are the fertile ground for the change that will come in western water law. If "water can flow toward money" (it has) and beneficial use can be defined as ("greatest good for the greatest number" (it will)), then the forces of NEPA, reserved rights, conservation, public trust, court settlements and new legislation will impel western water rights toward change with changing times and conditions.

-Summary and Conclusions

Automated equipment and the improvement it brings both in predicting supply and demand for agricultural water are confidence builders for water managers who may eventually engage in water transfers. However, this technology is just a small step toward the confidence needed for widespread exchanges of water. Likewise, governmental doctrines, environmental laws and the forces bearing down on property rights are far from creating anything revolutionary in the allocation of water.

Nevertheless, these innovations and events are becoming a catalyst for a growing focus on more efficient use and alternative uses of water. And when coupled with the occasional use of emergency water distribution measures and the constant agitation of those not pleased with current water allocations, these technologies and water transfer methodologies offer grist for arguments leading to a reexamination of the doctrine of prior appropriation and the protected status of agricultural water rights. The synopsis here is that institutions do constrain water use, but those same institutions are changing.

Endnotes:

1 Charles McCoy, Slaking a Thirst: Big Farmers in West Get Subsidized Water Despite Drought Crisis", Wall Street Journal, May 30, 1991, p.1.

2 Colorado League of Women Voters, "Colorado Water", Denver: League of Women Voters of Colorado, 1982, p. 16

3 The term "hydromet" represents the concept of automatically sensing and transmitting water resource and weather data from unattended remote gaging sites to computerized base stations. See Figure 1.

4 California Water Code Sec. 109, 470-483 (West 1989). and Ch. 313, 1986 Idaho Sess. Laws, 763.

5 California Seven-Party Agreement of August 18, 1931, and California Water Code Sec. 109, 470-483.

6 Winters v. United States, 207 U.S. 564 (1908)

7 Examples of Federal control of water through legislation include: the Federal Water Pollution Control Act (Clean Water Act), 33 U.S.C. 1251-1387 (as amended); the Endangered Species Act, 16 U.S.C. 1531-1543, the Safe Drinking Water Act, 42 U.S.C. 300(f) et seq. as cited in Charles T. DuMars, "Accommodating Federal and State Water Interests in Water Regulation", speech before the Ninth Annual Water Law Conference, February 7, 1991.

8 In United States v. State Water Resources Control Board, 182 Cal App. 3d 82, 227 Cal. Rptr. 161 (1986), the California Court of Appeals ruled that water rights owned by the U.S. Bureau of Reclamation are subject to state jurisdiction under the public trust doctrine.

9 Section 210,(a&b) Reclamation Reform Act of 1982, Public Law 97-293.

10 op. cit. DuMars (1991), p. 2. 11

11 George A. Gould, "Wyoming Water Rights -- A Primer", p.15

12 National Audubon Society v. Superior Court, 33 Cal. 3d 419, 658 P. 2d 709 (1983).

13 United States v. State Water Resources Control Board, 182 Cal. App. 3d 82, 227 Cal. Rptr. 161 (1986).

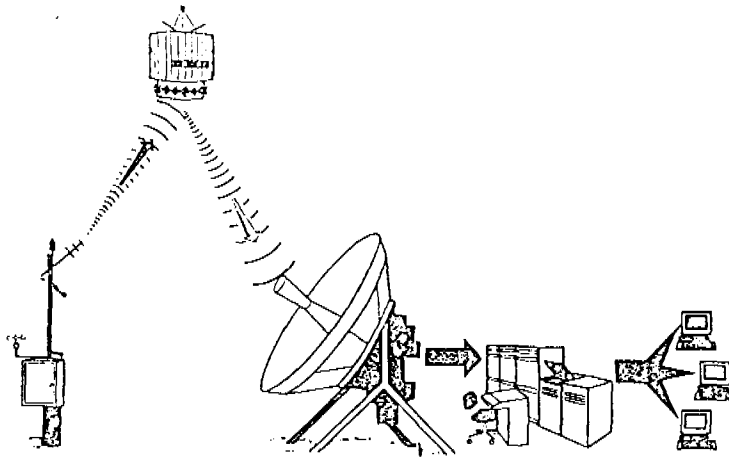


Figure 1: Hydromet and Agrimet Data Collection System

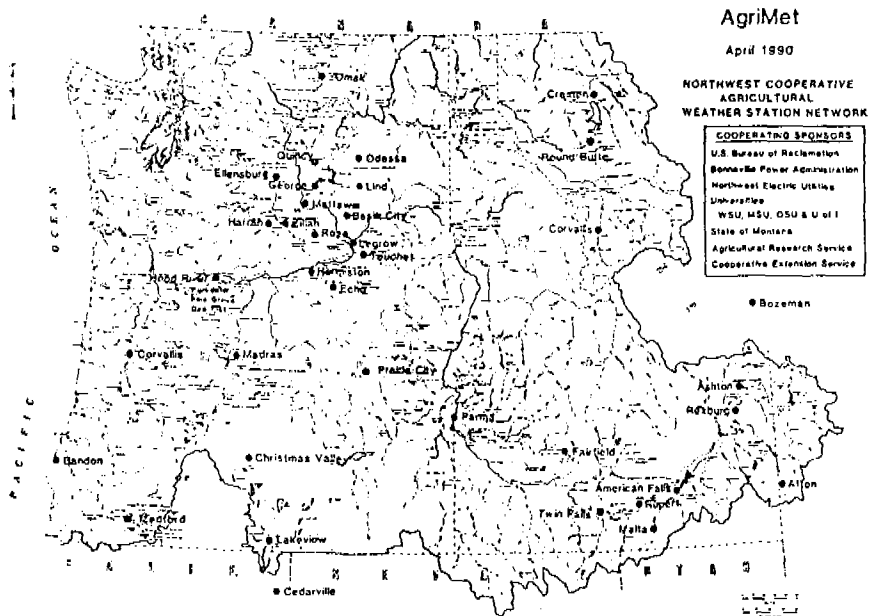


Figure 2: Agrimet Sites in Reclamation's Pacific Northwest Region

PREREQUISITES FOR THE EFFICIENT USE OF IRRIGATION WATER

Wouter Wolters and
Marinus G. Bos

International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI
P.O. Box 45, 6700 AA Wageningen, The Netherlands

ABSTRACT

Prerequisites for the efficient use of irrigation water include control over the water source and over the water supply to the fields. Such control is not always possible. The physical setting of an irrigation system, including soil texture and rainfall, may prevent the efficient use of water.

This paper shows that irrigation efficiencies sometimes only need to be high for a short period in the season, and that often the characteristics of a system and its environment are reflected in the efficiencies.

INTRODUCTION

In the early 1970s, the International Commission on Irrigation and Drainage/ICID drew up a questionnaire on irrigation water use and distributed it throughout the world. After the data gathered through this questionnaire had been processed and analyzed (Bos and Nugteren 1974), ICID decided to follow it up with a second questionnaire. The second questionnaire (1980) posed more detailed questions about water charges. To broaden the base for the analysis of the second set of data, we decided to re-process the first set and incorporate it into the second. This paper presents some of the findings.

The gross area covered by the total of 159 completed questionnaires is 8.9 million ha. Conditions in the areas are representative of 12.2 million ha, which is about 5% of the total irrigated area worldwide. The average size of the projects is 20,000 ha, and their average age 40 years.

The efficiency of irrigation water use is important because irrigation is by far the greatest consumer of water on earth. Estimates of global annual water use amount to roughly 3,000-3,500 billion m³, divided into 2,500

billion m³ for irrigation, 500 billion m³ for industry, and 200 billion m³ for other purposes, including domestic water supplies (Schulze and van Staveren 1980).

Saving water by increasing irrigation efficiencies can have one or more of the following benefits: a larger area can be irrigated with the same volume of water; the effect of a water shortage will be less severe; investment costs for drainage and for the control of waterlogging and salinity can be reduced; better use will be made of fertilizers and pesticides and there will be less contamination of groundwater; health hazards can be reduced; energy can be saved; there will be fewer irrecoverable losses; instream flows, after withdrawals, will be larger, thereby benefitting aquatic life, recreation, and water quality. Nevertheless, low efficiencies can also have important benefits: soil salinity will not build up; wetlands and other wildlife habitats will be maintained; and aquifers will be recharged.

We argue in this paper that prerequisites for the efficient use of irrigation water include control over the water source and over the water supply to the fields. To illustrate this, we give three examples from the questionnaire and one example from a water balance study in Egypt, each accompanied by a figure that shows monthly values of water volumes in the systems and the resulting efficiencies.

INVESTIGATIONS

The questionnaire was designed to obtain data on irrigation water use and on the various factors that were expected to influence it. All the data collected (e.g. volumes, crops and cropping pattern, irrigation season, method of field application) are being processed with a spreadsheet computer program. The efficiencies that result from the data processing - conveyance (Ec); distribution (Ed); field application (Ea); project or overall irrigation efficiency (Ep) - are presented mostly in graphs or tables that contrast the investigated efficiencies with certain characteristics of the irrigation system or its operation. The efficiencies used in this paper are those defined by ICID (1978).

For about two-thirds of the 159 schemes, the monthly behaviour of the efficiencies could be studied. For the remainder, either not all data were available, or data were given in averages constant over the season or as totals per season. The examples that will be given here use the monthly behaviour of irrigation systems expressed in efficiencies. They concern: (i) the influence of the environment (rainfall and soil type); (ii) the operation of the infrastructure (the uniformity of flow division over the system and matching crop irrigation water requirements with water supply).

The terminology and symbols used in in this paper are:

Vc: Volume diverted or pumped from the river plus inflow from other

- sources;
- Vf: Volume of water furnished to the fields;
- ET_{crop}: Evapotranspiration;
- Pe: Effective rainfall;
- Vm: Crop irrigation water requirement (ET_{crop} - Pe).

THE INFLUENCE OF THE ENVIRONMENT

Rainfall

This example (from Indonesia) concerns the influence of the environment on the system. Figure 1 shows the efficiencies and water volumes in this area of about 32,000 ha, where there is year-round cultivation of predominantly paddy, and some (less than 20% of the area) sugarcane. The system consists of earthen canals, with continuous flow to the tertiary units. The flow in the canals is regulated by movable gates.

The volume graph, in Figure 1, shows that the water volume diverted to the scheme, V_c, has the same shape as the (effective) rainfall, Pe. The crop evapotranspiration, ET_{crop}, is relatively constant and completely or largely satisfied by the effective rainfall in January, February, and March, even though V_c is about its maximum then. This leads to a low overall efficiency in the first months of the year: V_c is at its maximum, and the effective rainfall covers the crop water requirements.

In September and October, when V_c (and Pe) are at their minimum, the crop water requirement must be satisfied largely by V_d. Ep reaches a maximum of approximately 70 per cent. Only during the months when the rainfall and V_c are low will the system have to work with a high efficiency. Because of minimal changes in gate settings, the conveyance efficiency is almost constant throughout the year. It is not related to the overall or project efficiency.

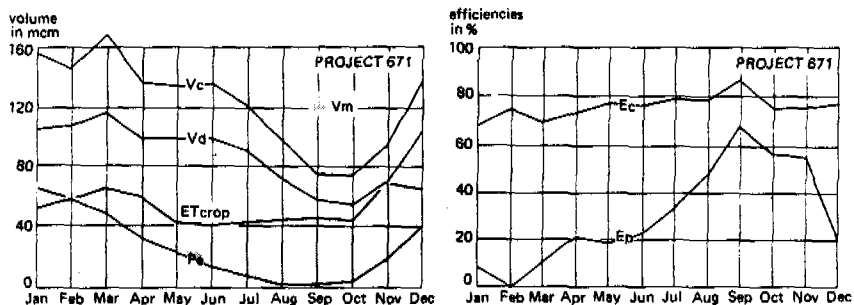


Figure 1 Influence of the rainfall

This example shows a system where the climate, and especially the rainfall, largely determines the efficiency of irrigation water use. The overall irrigation efficiency needs to be high only for a short period of the season. The absence of a reservoir means that water from 'wet' periods cannot be stored for use in 'dry' periods. The low efficiencies in the wet period do not cause waterlogging and salinity because there is an adequate drainage capacity and the drainage water flows into the sea.

Soil type

The subject of this example (from Japan) is the influence of the soil type on the irrigation efficiency. The system, which irrigates about 1800 ha, consists of concrete pipes, with an intermittent supply of water. The flow is regulated by automatic devices. The crops are mulberry, grapes, and plums. They are grown on sand. Application is by sprinkler. The water supply to the system is high enough and there is an annual rainfall of 1,200 mm.

Figure 2 shows the water volumes and efficiencies. The volume graph shows that rainfall is considerable compared with evapotranspiration. The average rainfall during the irrigation season is higher than during the rest of the year, and is about 100 to 120 mm a month. ET_{crop} is only 20-30% more than the monthly rainfall, but complaints are expressed in the questionnaire about periods of drought. The efficiency graph shows that the field application efficiency, E_a, is below 40%, which is in common with other schemes in light soils (Wolters and Kranjac Berisavljevic 1991). The volume of water supplied to the system, as well as that supplied to the fields, is high in comparison with V_m, the crop irrigation water requirement. The questionnaire also contained a question on the water supply to a single field. The analysis of data on this subject gives an application efficiency of about 30-35%; there is a good agreement between the growing season data for the entire system and the detailed data for a single field.

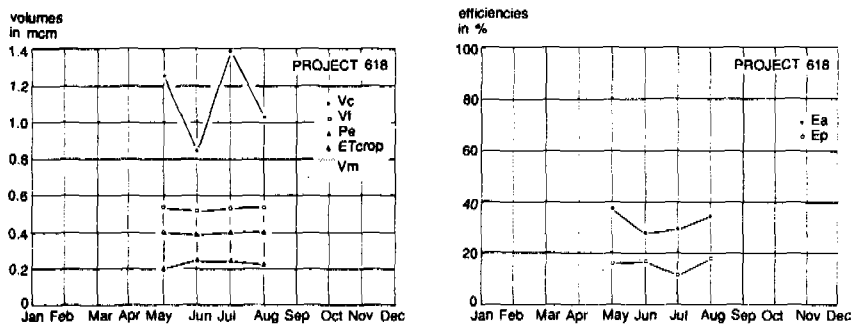


Figure 2 Influence of the soil type

The sandy soil leads to an overall efficiency of about 15-20%. Here, a physical characteristic of the system - the soil type - determines the efficiencies that can be reached, in spite of the sophisticated infrastructure.

THE OPERATION OF THE INFRASTRUCTURE

Uniformity of flow division over the system

In the Egyptian Fayoum Governorate, the management of irrigation water and the efficiency of its use were evaluated with the water balance of the irrigated lands (132,000 ha cropped area) of The Fayoum Depression (Wolters et al. 1989). Lake Qarun fills the bottom of the Depression, its water level being more than 40 m below Mean Sea Level. The Lake acts as the drainage base for the irrigated lands; it has no natural outflow; water only leaves it through evaporation. The division of irrigation water over the main and lateral canals is accomplished by regulators with undershot gates. Further downstream, stationary weirs serve as division and offtake structures. This arrangement gives the irrigation system two marked characteristics: inflexibility and ease of operation.

At present, one of the main problems of the Fayoum irrigation system is the rising water level of Lake Qarun (from -44.50 m in 1930 to -43.50 m in 1980). The long-term rise in the Lake's level is caused by a relatively small quantity of water: a continual annual excess of 8 million cubic meters/mcm of average Lake inflow over an average evaporation of 423 mcm (Wolters et al. 1989). This means that a small decrease in the inflow would be enough to stop the long-term rise of the Lake Qarun water level. Lake inflow is especially very high in the last quarter of the year, when most of the irrigation water supplied in excess of about 500 mcm will be drainage: about 9.6 of every 10 mcm (FWSB 1985).

Figure 3 shows the monthly values of the water volumes in the system and the overall irrigation efficiency (based on average values from 1983-1986).

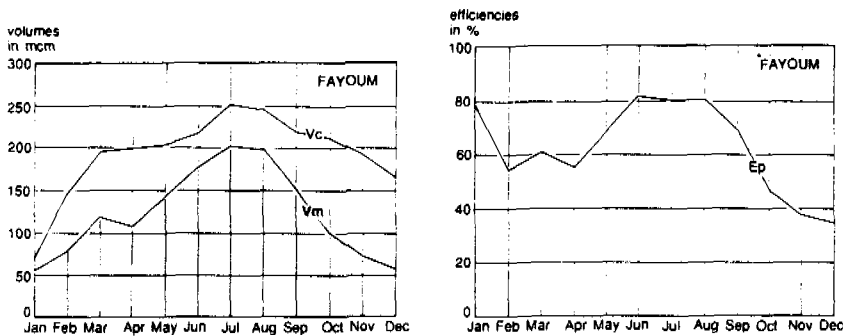


Figure 3 Uniformity of flow division over the system

As can be seen from the figure, the peak season is in summer. In the months May through August, water is used very efficiently; about 80% of the total volume supplied to the scheme turns into evapotranspiration. The high efficiency in summer is caused by the re-use of drainage water within the system (Wolters and Bos 1990) and some water shortage. The water balance showed that the actual evapotranspiration is 10% lower than the potential. The water balance in the winter months does not show a lack of water. The monthly values of the overall irrigation efficiency are lower than 60%.

The Fayoum Irrigation Department/FID, in an attempt to lower Lake Qarun levels, is trying to decrease the water supply to The Fayoum in the last quarter of the year. Whenever it does so, however, it is confronted by protesting farmers. The reason for their protest is that the division of water over the system is not uniform. A decreased water supply in winter would deprive tail-end farmers, who already do not receive a sufficient quantity in summer. In the same way as an increase in supply to The Fayoum does not lead to an evenly distributed increase to all farmers, so too is a decrease in supply not evenly shared by all farmers (Wolters et al. 1987).

Here, in contrast to the example from Indonesia, the low efficiency in the last part of the year creates problems. Moreover, the water supply for The Fayoum is released from the High Dam reservoir at Aswan, so any savings in water use in The Fayoum keeps water stored for future use.

Matching crop irrigation water requirements with water supply

This example (from France) concerns a scheme with a high degree of control over the water supply. It also concerns 'controlled' water shortage, the supply to the system being as low as possible. Figure 4 shows the volumes and efficiencies. There is gravity supply of surface water to the 14,000 ha irrigated each year, and no water storage reservoir. It is an open-channel system with automatic controls, lined main and laterals, and pipe sub-

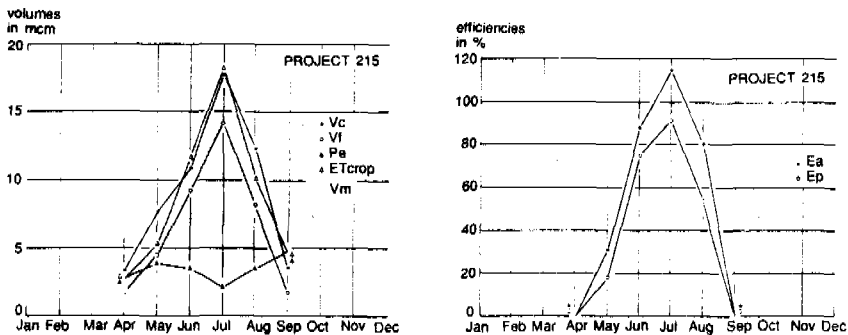


Figure 4 Matching crop irrigation water requirements with water supply

laterals and distributaries, with a continuous water supply. The water supply to the fields is entirely lifted. The field application is by sprinkler.

The volume graph shows that:

- ET_{crop} and V_c are of the same order;
- The effective rainfall, P_e , is low compared with ET_{crop} ;
- The V_f supplied in the peak month is lower than the crop irrigation water requirement, V_m .

The efficiency graph shows that:

- Efficiency values vary greatly during the season;
- V_f , the water supply to the fields, is not enough for the actual evapotranspiration to be equal to potential;
- The highest efficiency is found in the peak month for V_m .

At the start of the season, the water volumes are still low, as are the efficiencies. In the months of the higher requirements, both the volumes and the efficiencies increase. The average field application efficiency, on the basis of seasonal totals of V_m and V_f , is about 80%. The close match of supply and demand in this scheme is already demonstrated in the relatively low water supply to the fields, which is lower than the crop irrigation water requirement given in the questionnaire. This results in very high crop-related efficiencies. The irrigation water use in this system, with a high efficiency, is water use with a sort of 'controlled' water shortage. That the field application efficiency seems to reach a value over 100% is because the evapotranspiration data were not measured, but were established through calculation or estimates.

In this irrigation system, the water users are able to apply water to their fields whenever they desire, which leads to a high field application efficiency. But, if the high efficiency were to lead to, say, a buildup of soil salinity, the operation of the system (a management factor) could be adjusted: more water could be applied to leach the salts. In this system, however, there are no salinity problems because of off-season rainfall. The control over the water supply enables efficient irrigation.

CONCLUDING REMARKS

The climate and soils of an irrigation scheme can influence the efficiencies that result from operating the system. Often, irrigation systems only work with 'high' efficiencies for a short period of the irrigation season. In other periods, there might be less need, or it may be less possible, for a very efficient use of the water that is supplied to, or present in, the system.

Control over the flow of water to a system, and within it, is a prerequisite for efficient irrigation. With an increasing control over the water flow, it is

increasingly possible to match the crop irrigation water requirements with the water supply, thereby ensuring that as much water as possible evapotranspires.

REFERENCES

- Bos, M.G. & Nugteren, J. (1974, 4th ed. 1990)
On Irrigation Efficiencies. Publication 19, ILRI, Wageningen, The Netherlands.
- FWSB/Fayoum Water and Salt Balance Model project. (1985)
The State of Water Management. Report to the XVIIth Meeting of the Joint Egyptian-Dutch Advisory Panel on Land Drainage in Egypt. Drainage Research Institute, Cairo, Egypt.
- ICID/International Commission on Irrigation and Drainage. (1978)
Standards for the Calculation of Irrigation Efficiencies. ICID Bulletin 27. 1: 91-101. New Delhi.
- Schulze, F.E. & J.M. van Staveren. (1980)
Land and Water Development in the Third World. In: Land Reclamation and Water Management. ILRI Publication 27. Wageningen, The Netherlands.
- Wolters, W. & M.G. Bos. (1990)
Interrelationship between irrigation efficiency and the re-use of drainage water. In: Presented papers, Symposium on Land Drainage for Salinity Control in Arid and Semi-arid Regions, Volume 3: 237-245. Drainage Research Institute, Cairo, Egypt.
- Wolters, W, Nadi Selim Ghobrial, & M.G. Bos. (1987)
Division of irrigation water in The Fayoum, Egypt. Irrigation and Drainage Systems Vol. 1: 159-172. Kluwer Academic Publishers.
- Wolters, W., Nadi Selim Ghobrial, H.M. van Leeuwen, & M.G. Bos. (1989)
Managing the water balance of The Fayoum Depression, Egypt. Irrigation and Drainage Systems Vol. 3: 103-123. Kluwer Academic Publishers.
- Wolters, W, & G. Kranjac Berisavljevic. (1991)
Patterns and Trends in Field Application Efficiency. ICID Bulletin. In press.

IRRIGATION SYSTEM EFFICIENCY IN SOUTHERN ALBERTA

C. Parraguez, P.Eng. Planning Division, Alberta Environment, Edmonton, Alberta, Canada 1991

ABSTRACT

Irrigation System Efficiency (ISE) and Effective ISE (EISE) in the Irrigation Districts (IDs) of southern Alberta are evaluated for the period 1966-1989. ISE and EISE are estimated using the concept of Overall Irrigation Efficiencies as recommended in the Standards for Irrigation Efficiencies of the International Commission on Irrigation and Drainage.

The behavior of ISE and EISE over the study period shows: i) a highly fluctuating annual variation; and ii) historical trends which are upward sloping in the first seventeen years and relatively constant in the last seven years of the study period.

The expected values of ISE and EISE in the study period have been increasing, showing the important technological developments in irrigation, investment in rehabilitation and improvements in IDs in the last two decades. A projection of these trends in the future, however, does not suggest that significant improvement in overall water-use efficiency can be expected in the short term.

INTRODUCTION

Irrigation in the Irrigation Districts (IDs) of southern Alberta is, by far, the major user of Alberta's water resources. In 1989, the last year of the study period, thirteen IDs diverted 2.5 million cubic decametres (dam³) of fresh water to irrigate 434,000 hectares (ha) of farm land. This water use accounts for 80 percent of all water uses in southern Alberta and 53 percent in the Province. In terms of gross and net diversion per hectare irrigated, the IDs have been receiving, over the study period, an average of 6.2 and 4.5 dam³/ha respectively with no clear trend in unit use.

The efficient use of water in the IDs, located in the semi-arid region of southern Alberta, has been under investigation by water resources planners and irrigation experts since the early 1960's (Underhill 1964; Van Schaik 1969; Heywood 1976; Parraguez 1983). These studies have shown the persistent pattern that approximately one-third of water diverted for irrigation becomes available for crop use and the other two-thirds is lost in operation, conveyance, evaporation, deep percolation and run-off. Similar results have been reported by irrigation authorities in the United States in the "Water, Yearbook of Agriculture", U.S. Department of Agriculture, 1955.

The purpose of this paper is to estimate overall water-use efficiency in the IDs for the period 1966-1989. This period represents a time of important developments occurring in the IDs such as: i) massive introduction of sprinkler systems replacing surface methods of irrigation ii) technological developments in irrigation equipment, center pivot and wheel roll; iii) land leveling improvements; iv) significant public investment in rehabilitation and improvements in the IDs throughout the 1970's and part of the 1980's; and iv) changes in irrigation practices and management with the introduction of irrigation scheduling and education programs.

METHODOLOGY

This paper is based on water-use efficiency studies of the IDs of southern Alberta, carried out by the Planning Division of Alberta Environment in the early 1980's. It uses the concept of Overall Irrigation Efficiency (BOS 1979). Overall and Net Overall Irrigation Efficiency, as used in this paper, measures the ratio of the amount of water required to supplement plants' natural moisture deficit to gross and net water diversion respectively.

The terms Irrigation System Efficiency (ISE) and Effective ISE (EISE) will be used to refer to Overall and Net Overall Irrigation Efficiency respectively:

$$ISE = IWR \times LI/D_g \quad (1)$$

$$EISE = IWR \times LI/(D_g - Fr) \quad (2)$$

IWR = irrigation water requirement to meet irrigation targets;

LI = irrigated land in IDs;

D_g = gross diversion to the IDs; and

Fr = return flow from IDs.

To compute these formulas, uses of water in the IDs, other than irrigation, were ignored because they represent less than one percent of gross diversion. Storage variations within IDs were also ignored because on the aggregate and over the long term they tend to compensate themselves.

Table 1 presents annual aggregated data for all thirteen IDs for the period 1966-1989. It shows historical annual gross diversion and return flow (Water Survey of Canada 1990) and land irrigated (Alberta Agriculture 1990). Precipitation data were provided by the Hydrology Branch of Alberta Environment (1991) and irrigation water requirements were aggregated using the equation:

$$IWR = a Wcu - bPr - SM \quad (3)$$

where

Wcu = a weighted seasonal crop consumptive water use for a crop mix of the IDs required for Maximum growing potential;

a = coefficient effective irrigation to take into account the limitation of irrigation practices and equipment to meet crop consumptive use values;

Pr = the average precipitation in the IDs during the irrigation season;

b = a coefficient of effective precipitation to take into account the fraction of precipitation that is effectively used by crops; and

SM = change in the storage of soil moisture between the beginning and the end of the irrigation season.

Each of these components depends on many agroclimatic factors, irrigation practices and equipment in the IDs. Wcu varies from year to year but there are no records of these variations. An approximation by a weighted average (510mm) seems acceptable for this study (Sonmor 1963; Krogman 1970; UMA 1982). There is partial evidence that the coefficient "a" has varied from approximately 0.70 to 0.80 over the period 1966-1985 and remained at approximately 0.80 until the end of the study period (Pohjakas 1981; Riewe 1990). This situation was influenced by two major factors: the limitation of the earlier irrigation equipment, specially the center pivot system, to meet crop consumptive use values; and developing irrigation practices and on-farm management. Earlier studies on water-use efficiency assumed that crop consumptive values were met 100 percent and therefore IWR and ISE were overestimated. Later studies introduced the coefficient "a" constant over the study period. The reason for using a variable coefficient "a", as above suggested, is that ISE and EISE may be better represented over the study period. Pr is the average precipitation at Brooks, Lethbridge and Medicine Hat. The coefficient "b" was calculated to be 0.75 (UMA 1982) and SM equals 50 mm of water.

Irrigation water requirement, then, remains as a function of precipitation and of the coefficient of effective irrigation.

DISCUSSION

In planning for Alberta's water resources allocation, distribution and use, there are two efficiency concepts that sometimes are difficult to separate. One is the efficiency of the distribution system and the other is the efficiency of use.

The first concept is physical in nature and refers to the efficiencies of various parts of the IDs water distribution system, namely: headworks, conveyance, and storage systems to farm turnouts or delivery gates. The operational efficiency of an irrigation district would measure the ability of its distribution system to transport water from diversion points to delivery points effectively and with minimal losses. The second concept refers to the efficiency of the water transport system to the field after delivery and the efficiency with which the water is applied. The latter concept is somewhat of a hybrid one because it includes in its definition the physical nature of the efficiency of the transport system as well as assumptions about how irrigators behave. Since the purpose of the study has a planning perspective, this paper is concerned with overall efficiency in the IDs which includes both concepts.

$$ISE = IWR \times LI/Dg = (Delivery/Dg) (IWR \times LI/Delivery) - (4)$$

Two general aspects of this concept of efficiency are briefly discussed next. One is the accuracy of the methods of measurements and estimates of the components of the efficiency formula, and the other is the hypothesis of rationality behind this concept. In relation to the first aspect, approaches to estimate irrigation water requirements vary among specialists. For instance, to estimate evapotranspiration, one of the components of crop consumptive water use values, there are many accepted methods of calculation (Koss 1982). In practice, however, these different methods do not significantly affect the values of IWR and therefore of ISE and EISE. Annual variation of Wcu, however, may be significant but there are insufficient data to determine this effect.

The most sensitive factor in the formula of efficiency is precipitation. ISE and EISE behave relatively well around their expected values as long as precipitation falls within one standard deviation from the mean. When precipitation decreases, irrigation water requirement increases and ISE and EISE increase. When precipitation approaches one standard deviation or more below the mean (years 1967, 1969, 1974 and 1979), the IDs record the highest ISE and EISE. The IDs seem to perform better, from a water-use perspective, when precipitation decreases. When precipitation increases, irrigation water requirement decreases and ISE and EISE decrease. When precipitation increases over one standard deviation above the mean, ISE and EISE decrease significantly (years 1966, 1978 and 1986). With higher values of precipitation the term $bPr + SM$ may approach levels near crop consumptive use values and irrigation water requirement would

tend to zero and eventually become negative. This anomaly of negative irrigation efficiencies is not seen in the aggregate, but occurred several times for individual districts.

In relation to the hypothesis of rationality behind the concept of efficiency, there are several assumptions built-in to this concept. It assumes that crop areas get all the water required by irrigators to meet their irrigation targets. This requires that the IDs supply the irrigation water requirement; that farmers irrigate until they reach their targets; and, that the IDs conveyance system is responsive, in an operational sense, to meet irrigation water requirements. If these three conditions are not met simultaneously, anomalies in the values of ISE and EISE may develop again and significant deviations from their expected value may result. For example, the efficiency formula suggests that by under/or over-supplying gross and net water diversion, which may result in under/or over-irrigation, ISE and EISE can increase or decrease arbitrarily. Anomalies are first order of magnitude variations and by far outweigh variations in any of the components of the formula of efficiency.

CONCLUSIONS

There are several aspects of this paper that seem to contradict existing beliefs about water-use efficiency and its behavior over time. The belief held in the 1960s and through the 1970s and 1980s was that overall water-use efficiency was increasing to over 33 percent based on estimates at that time, and that 60 percent levels of ISE were attainable with then-existing irrigation practices and technologies. The behavior of ISE and EISE over the study period, shows: i) a highly-fluctuating annual variation that may differ substantially from year to year; and ii) historical trends with expected values which increased in the period 1966-1983, from levels slightly above 20 and 30 percent for ISE and EISE, but remained relatively constant in the last seven years of the study period at 32 and 41 percent respectively. A conclusion found in earlier studies that approximately one-third of the gross water diverted for irrigation was available for crop use while two-thirds was lost in operation, conveyance to the farms, deep percolation, evaporation and runoff during irrigation seems to be more valid now than before. A projection of these trends in the future does not suggest that significant improvement in overall water-use efficiency in the IDs of southern Alberta can be expected in the short term.

The views expressed in this paper are those of the author and not necessarily those of Alberta Environment.

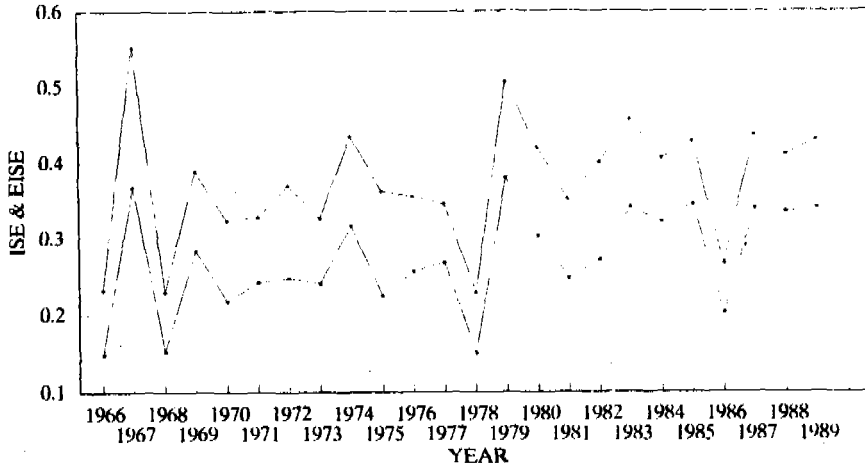
REFERENCES

- Alberta Agriculture. 1990. Acresage Irrigated in Alberta Within Irrigation Districts. April 1990. Irrigation Branch, Alberta Agriculture, Lethbridge, Alberta.
- Bos, M.G. (1979). Standards for Irrigation Efficiencies. ICID, Wageningen, The Netherlands.
- Heywood, R.T. (1976). Irrigation Efficiencies of Irrigation Districts in Southern Alberta. Water Conservation and Development Branch, Alberta Agriculture, Lethbridge, Alberta.
- Kos, Z. (1982). Stochastic Water Requirements for Supplementary Irrigation in Water Resource Systems. International Institute for Applied Systems Analysis, Laxenburg, Austria.
- Krogman, K.K. and Hobbs, E.H. (1970). Scheduling Irrigation to Meet. Crop Demand. Alberta Agriculture, Lethbridge, Alberta.
- Parraguez, C.A. (1983). Irrigation System Efficiencies in Southern. Alberta Planning Division, Alberta Environment, Edmonton, Alberta.
- Pohjakas, K. (1981). Evaluation of the Center Pivot Irrigation Practices in Alberta. Alberta Agriculture, Lethbridge, Alberta
- Riewe, R. (1990), Heywood, D. (1991) Unpublished works and personal communication. Alberta Agriculture, Lethbridge, Alberta.
- Spies, L.B. (1990). Changing Technology and its Application to Irrigation. Irrigation Branch, Alberta Agriculture. Lethbridge, Alberta.
- Sonmor, L.G. (1963). Seasonal Consumptive Use of Water by Crops in Southern Alberta and its Relationship to Evaporation. Can. J. Soil Sci. 43:287-297.
- Underwood McClellan and Associates Ltd. (1982). Irrigation Water Requirement Criteria Study: Agronomy Component for the Planning Division of Alberta Environment. September 1982, Lethbridge, Alberta.
- Underhill, A.G. (1964). Report on Irrigation Water Use Study.
Water Resources Branch, Government of Alberta, Lethbridge, Alberta.
- Van Schaik, J.C., RaDD, E., Khannal, N.N. (1969). A Hydrologic Budget for a Southern Alberta Irrigation District. Canadian Agricultural Engineering, Vol. II, No. 2. November 1969.
- Water Survey of Canada. 1990. Return Flow Report for Irrigation Districts In Alberta. Environment Canada. Calgary, Alberta.

FIGURE 1

IRRIGATION SYSTEM EFFICIENCY

IRRIGATION DISTRICTS OF SOUTHERN ALBERTA, 1966-1989



— IRRIGATION SYSTEM EFFICIENCY (ISE)
 - - - EFFECTIVE ISE (EISE)

ISE = IWR * LI / Dg
 EISE = IWR * LI / (Dg - Fr)

Table 1

AGGREGATED DATA FOR THE IRRIGATION DISTRICTS OF SOUTHERN ALBERTA (1966-1989)

YEAR	GROSS DIVER. (Dg)	RETURN FLOW (Fr)	LAND IRRIG. (LI)	PRECIP. (Pr)	IER (IWR)	WTR. REQUIRE. (Dg-Fr)	COMSUMP. USE (IWR*LI) Dg	ISE	EISE (IWR*LI) Dg-Fr	UNIT DIVER. dam3/ha	UNIT COMS. USE dam3/ha
1966	1172	422	200	2.93	0.87	750	0.15	0.23	5.86	3.75	
1967	1370	458	232	1.23	2.17	912	0.37	0.55	5.91	3.93	
1968	1638	548	238	2.76	1.05	1090	0.15	0.23	6.88	4.58	
1969	1543	417	218	1.52	2.01	1126	0.28	0.39	7.08	5.17	
1970	1616	527	232	2.21	1.52	1089	0.22	0.32	6.97	4.69	
1971	1842	484	231	1.70	1.93	1358	0.24	0.33	7.97	5.88	
1972	1661	548	233	1.95	1.77	1113	0.25	0.37	7.13	4.78	
1973	2020	530	271	1.95	1.80	1490	0.24	0.33	7.45	5.50	
1974	1889	512	286	1.59	2.09	1377	0.32	0.43	6.60	4.81	
1975	1239	471	260	2.99	1.07	768	0.22	0.36	4.77	2.95	
1976	2050	570	320	2.26	1.65	1480	0.26	0.36	6.41	4.63	
1977	2141	478	344	2.26	1.67	1663	0.27	0.35	6.22	4.83	
1978	1270	436	312	3.71	0.61	834	0.15	0.23	4.07	2.67	
1979	1925	483	352	1.79	2.08	1442	0.38	0.51	5.47	4.10	
1980	1999	554	345	2.25	1.76	1445	0.30	0.42	5.79	4.19	
1981	2090	620	346	2.64	1.50	1470	0.25	0.35	6.04	4.25	
1982	1929	618	365	2.75	1.44	1311	0.27	0.40	5.28	3.59	
1983	2369	595	392	1.95	2.07	1774	0.24	0.46	6.04	4.53	
1984	2639	545	406	1.95	2.09	2094	0.32	0.41	6.50	5.16	
1985	2477	479	417	2.04	2.05	1998	0.35	0.43	5.94	4.79	
1986	2384	574	418	3.23	1.16	1810	0.20	0.27	5.70	4.33	
1987	2335	515	420	2.25	1.89	1820	0.34	0.44	5.56	4.33	
1988	2846	529	426	1.74	2.28	2357	0.34	0.41	6.77	5.53	
1989	2506	520	434	2.15	1.97	1986	0.34	0.43	5.77	4.58	
<hr/>											
MEAN		518		2.24	1.69		0.27	0.38	6.18	4.48	
STD		55		0.58	0.44		0.07	0.08	0.85	0.74	

EFICIENCIA DEL FLUJO INTERMITENTE EN RIEGO POR SURCOS

G. Briones S.¹, H. Rodríguez R.², y F. Fragoza D.³ ¹Departamento de Riego y Drenaje UAAAN Saltillo, Coah. ²Facultad de Agronomía UAT Cd. Victoria, Tamps. ³Instituto Mexicano de Tecnología del Agua Jiutepec, Mor.

RESUMEN

En 1990 se realizaron varias pruebas de flujo intermitente en dos sitios del Sur del Estado de Coahuila donde el agua de riego y la energía para el bombeo son limitantes. El avance del agua aplicada por pulsaciones con duración de 10 y 15 minutos de apertura (y 10 y 15 minutos de cierre) se comparó con el avance superficial del flujo continuo en surcos de 100 y 160 m de longitud construidos en suelos franco arcillosos con 0.80 m de espaciamiento. Los gastos probados fueron de: 0.82 y 1.43 lps/surco en los surcos ms cortos y en los surcos ms largos se aplicaron 2.2 lps/surco mediante tuberías de compuerta previamente calibradas.

El flujo intermitente en general logró mayor avance del agua en los surcos, especialmente en aquellos suelos recién labrados; sobresaliendo la prueba de 1.45 lps con duraciones de ciclo de 15 minutos de apertura y 15 minutos de cierre en donde el ahorro de agua fué de un 25 % en comparación al flujo continuo convencional. La compactación del surco sufrida durante la estación redujo tal porcentaje a 9 % limitando el potencial del flujo intermitente en un sitio.

INTRODUCCION

El riego por flujo intermitente surgió a final de la década de los 70's y se promulgó más tarde como la mejor idea de los 80's propuesta por los profesores Glenn Stringham y Jack Keller de la Universidad de Utah para revolucionar los sistemas de riego por superficie (Kotter 1981) pues ha demostrado varios beneficios potenciales en comparación al flujo continuo como son: avance más rápido, un incremento en la uniformidad de la infiltración, una reducción en el volumen de agua requerida para riego y menor tiempo total por irrigación (Izuno, Podmore y Duke 1985, Wiseman 1985 Hooker 1985 y USDA 1986).

El riego con flujo intermitente presenta una infinidad de estrategias de manejo que resultan al combinar: gasto por surco, relación de ciclos, duración de los ciclos, longitud de surcos, tipos de suelos y grado de compactación; cuya optimización resulta difícil al tratar de seleccionar el mejor arreglo de variables en ajuste y concordancia con las condiciones de sitio.

Mediante el modelaje y la simulación se puede afinar la operación del riego intermitente pero las predicciones hidrodinámicas se pueden desviar fuertemente de lo esperado si las variables hidráulicas de los surcos (tales como rugosidad, infiltración y geometría) no se estiman y controlan con suficiente precisión, por lo mismo cualquier sistema de riego por pulsaciones necesita calibrarse en cada campo en particular y usar las tendencias generales solamente como guía (White 1986r Blair 1986).

MODO DE OPERACION DEL FLUJO INTERMITENTE

El riego por intermiencia se hace a través de dos juegos de tuberías de compuerta, primero el agua es soltada hacia el lado izquierdo de la válvula manteniendo la tubería a la derecha, cerrada. Después, mediante control manual o con alguna válvula de manejo automático se cierra el lado izquierdo y se desvía el gasto completo hacia el lado derecho de la tubería. Los ciclos de intermiencia hidrodinámica superficial son desarrollados por cada pulsación de agua aplicada a través de las compuertas y se interrumpen cuando el frente de avance alcanza el final del surco. En seguida un ciclo "cutback" es programado o manejado con un gasto rebajado para permitir que el resto de la lámina de diseño se infiltre a lo largo del perfil del surco (White 1986). La válvula de flujo intermitente fue originalmente desarrollada en Logan en la Universidad de Utah y popularizada en las regiones áridas de Texas donde se observó que el riego por pulsaciones trabajaba bien en terrenos nivelados; inicialmente se usaban dos válvulas individuales de diafragma conectadas con una tee las cuales se operaban alternadamente por controladores diseñados por los mismos investigadores.

El diseño más práctico y sofisticado de válvulas evolucionó rápidamente modificando el sistema original de válvulas, uniéndolas juntas en una sola unidad desarrollando una válvula tipo tee simplificada con un solo disco giratorio que asienta en contra del lado a ser cerrado (Hooker 1985).

Efecto de Intermitencia

La eficiencia de aplicación ha sido mejorada por el riego intermitente en suelos con altas velocidades de infiltración típicas en suelos con texturas medias a gruesas incluyendo suelos de texturado fino cuyas capas fueron aflojadas previamente por labranza mecánica o por el intemperismo ambiental (acción natural de congelamiento y deshielo).

La onda de agua aplicada durante el tiempo de apertura llena los espacios porosos del suelo, erosiona los terrenos y llena las ondulaciones de los surcos. Luego al suspender la pulsación y dejar que transcurra el tiempo de cierre para completar el ciclo, el agua encharcada sigue infiltrando o escurriendo sobre los surcos y conforme el proceso de recesión continúa las partículas más finas de suelo se reorientan sobre la superficie sellando el suelo y reduciendo la velocidad de infiltración. Tal sellamiento superficial se desarrolla en su totalidad en tan

solo 4 5 minutos y su espesor se ha estimado en menos de un centímetro (Walker 1983, Blair 1986).

Como la infiltración disminuye y el fondo mojado del surco se vuelve más liso, entonces durante la segunda y subsecuentes pulsaciones el agua de cada ciclo se aproxima a la porción seca del surco a una mayor velocidad de avance y con una mayor inercia que el flujo continuo convencional (Hooker 1985, USDA 1986).

RESULTADOS DE LA INVESTIGACION CON FLUJO INTERMITENTE

Antecedentes

La mayoría de las pruebas se han realizado en surcos, muchos de ellos sembrados con mafiz; aplicando gastos de 0.63 hasta 4 lps/surco en surcos de 100 hasta 600 m de longitud con pendientes moderadas (alrededor del 0.5%); se ha experimentado en muchos tipos de suelo y se han reportado resultados prácticos para suelos franco arcillosos, francos y franco arenosos. La duración de los ciclos se ha seleccionado generalmente uniforme con tiempos ON/OFF (apertura/cierre) tan cortos como 5/5 minutos en surcos cortos de textura pesada y tan largos como 120/120 minutos en surcos largos de textura ligera, muy secos, rugosos, agrietados, terronudos o con un cultivo establecido. Las reducciones en los volúmenes infiltrados durante el avance se han interpretado como ahorros en agua aplicada que a menudo han variado de 30-60 % alcanzando hasta el 80% de ahorro en algunas pruebas (Wiseman 1985, Hooker 1985, Rodríguez 1990).

La duración uniforme es más eficaz en surcos menores de 400m y cuando el equipo no trae regulador para pulsos de tiempo variable, el primer ciclo inducirá el mayor avance y éste será cada vez menor en cada nueva intermitencia. La duración variable de los ciclos promueve una mejor uniformidad de distribución de las láminas infiltradas a lo largo del surco y los incrementos de distancia avanzada por intermitencia pueden ser iguales en cada ciclo variable que con ciclo constante (USDA 1986).

Pruebas de Intermitencia en Coahuila

En 1990 se evaluó el avance con flujo intermitente en dos sitios con suelos franco arcillosos, uno localizado en el Ejido Esfuerzo de la Comarca Lagunera y el otro dentro del campo experimental El Bajío de la Universidad Autónoma Agraria "Antonio Narro" trabajando en surcos de 100 y 160 m de longitud respectivamente con pendientes de 0.25-0.40%. Algunas pruebas preliminares y los resultados reportados en la literatura ayudaron a seleccionar los gastos y duración de ciclos probados, los cuales se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Tiempos de apertura y cierre y gastos utilizados en las pruebas de flujo intermitente

Tabla 1. Tiempos de apertura y cierre y gastos utilizados en las pruebas de flujo intermitente.

Tiempo de apertura minutos ON	Tiempo de Cierre minutos OFF	Gasto Aplicado Lps/surco
Ejido el Esfuerzo		
10	10	0.82 y 1.43
15	15	0.82 y 1.43
Continuo		0.82 y 1.43
U.A.A.A.N.		
10	10	2.2
15	15	2.2
Continuo		2.2

El gasto fué aplicado por tubería de compuerta previamente calibrada y en cada ciclo se registraba el tiempo de avance de la onda de agua por estación a cada 10 m graficando los datos como indica en la Figura 1; también se midió el ancho de espejo y tirante los cuales no mostraron cambios geométricos significativos durante la pulsación.

Al reducir el gasto aplicado por surco y reducir la duración de los ciclos se incrementó el número de intermitencias como se puede apreciar en Tabla 2 pero el incremento de avance por pulsación tendía a ser muy pequeño, tan pequeño que los tiempos de avance total y los ahorros de agua no fueron tan significativos comparados contra aquellos del flujo continuo convencional.

Tabla 2. Número de intermitencias requeridas para el avance total de 100 m de surco .

Duración de ciclos ON/OFF minutos	Gasto aplicado Lps/surco		
	0.82	1.43	2.2
10/10'	21	7	2
15/15'	13	4	1

En todas las pruebas el ciclo 15/15' promovió el avance del agua desde la primera a la última estación con menos intermitencias que el ciclo 10 / 10', tal duración daba oportunidad para que el agua de recesión se infiltrara en el suelo antes de soltar la siguiente pulsación.

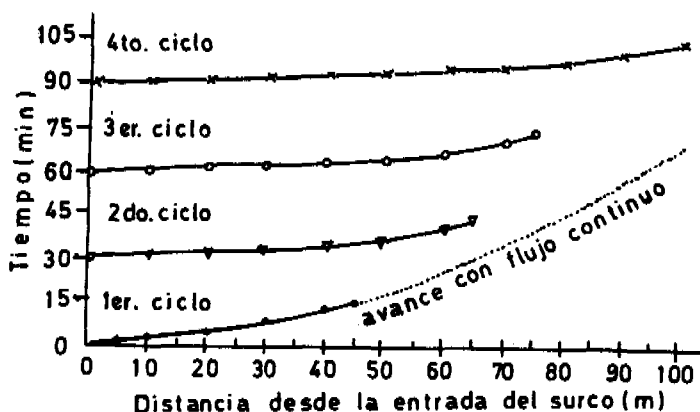


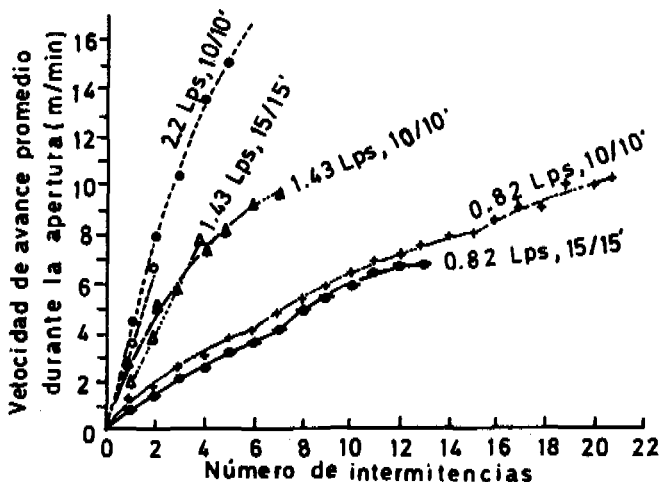
Figura 1. Avance del agua por intermitencia y su comparación con flujo continuo en la prueba de 1.43 lps y duración de ciclo 15/15' en el Ejido Esfuerzo.

Velocidad de Avance por Pulsación

La velocidad de avance promedio de la onda de agua aplicada en cada pulsación tendía a incrementarse conforme se incrementaba el número de intermitencias requeridas para el avance completo sobre la longitud total del surco, tal tendencia es descrita por las curvas de la Figura 2. La masa de agua se aceleraba en la sección previamente humedecida del surco y luego sufría un frenado gradual al llegar a la sección seca.

El incremento en el número de Froude indicó que en cada pulsación subsecuente la onda de agua se desplazaba a mayor velocidad sobre una superficie de suelo más lisa y las fuerzas de inercia adquirían cada vez mayor significancia que las fuerzas gravitatorias; en el riego convencional con el flujo continuo en general el número de Froude es bajo y tiende a disminuir durante la irrigación.

Es del consenso general entre los investigadores que una reducción en la velocidad de infiltración es el principal factor causante de la acelerada velocidad de avance en la irrigación con flujo intermitente. El sellamiento superficial, compactación (densificación), entrampamiento de aire y reducción del gradiente hidráulico debido a la redistribución del agua han sido sugeridos como causas de la reducción de la infiltración (Jalali-Farahani, Duke y Heerman 1990). Sin embargo la explicación todavía es débil porque no está conceptualizada la forma en que surge el efecto de intermitencia y posiblemente las causas físicas antes mencionadas están combinadas con otros mecanismos.



Tiempo de Avance Total

Las reducciones en tiempo de avance total fueron proporcionales al ahorro de agua y al mejoramiento de la eficiencia de aplicación, sobresaliendo la duración de ciclo 15/15' y 1.42 lps/surco en el Ejido Esfuerzo donde se alcanzó una reducción en el volumen infiltrado durante el avance del orden del 25 % con respecto al flujo continuo, en la Tabla 3 se pueden comparar los tiempos totales de avance por prueba. En el campo UAAAN el ahorro de agua fué del orden de 9% dadas las condiciones de compactación del suelo prevaletientes en ese sitio.

Conclusiones

La eficiencia y uniformidad se pueden incrementar considerablemente con respecto al método tradicional con flujo continuo usando el riego por compuertas operado con válvula de descargas intermitentes. La infiltración (Jalali-Farahanir Duke y Heerman 1990). Sin embargo la explicación todavía es débil porque no está conceptualizada la forma en que surge el efecto de intermitencia y posiblemente las causas físicas antes mencionadas están combinadas con otros mecanismos.

Tiempo de Avance Total

Las reducciones en tiempo de avance total fueron proporcionales al ahorro de agua y al mejoramiento de la eficiencia de aplicación, sobresaliendo la duración de ciclo 15/15' y 1.42 lps/surco en el Ejido Esfuerzo donde se alcanzó una reducción en el volumen infiltrado durante el avance del orden del 25 % con respecto al flujo continuo, en la Tabla 3 se pueden comparar los tiempos totales de avance por prueba. En el campo UAAAN el ahorro de agua fué del orden de 9% dadas las condiciones de compactación del suelo prevaletientes en ese sitio.

Conclusiones

La eficiencia y uniformidad se pueden incrementar considerablemente con respecto al método tradicional con flujo continuo usando el riego por compuertas operado con válvula de descargas intermitentes.

Tabla 3. Tiempos de avance total (minutos) en las pruebas de riego en surcos con flujo continuo e intermitente.

Duración de ciclos ON/OFF (min)	Ejido Esfuerzo			U A A A N		
	Gasto aplicado Lps/surco			Gasto aplicado Lps/surco		
	0.83	1.42	2.2			
10/10'	206'	70'	50'			
15/15'	200'	60'	45'			
Flujo continuo	218'	76'	49'			

El futuro desarrollo y aceptación del flujo intermitente entre la mayoría de los irrigadores agrícolas que usan los métodos de superficie dependerán de los proyectos de demostración agrícola y de su promoción supervizada por dependencias gubernamentales y empresas de riego.

REFERENCIAS

- Blair A.W. (1986), Economics of Computerized Surface Irrigation with Real-Time Optimization of efficiency. Irrigation and the environment. Irrigation Association 1119 North Forth Myer Drive Suite 1009 Arlington Virginia 22206 USA. 136-156 pp.
- Hooker M.L. (1985), Improving Surface Irrigation Efficiency Through Surge Irrigation. Irrigation in Action. 1985 Technical Conference Proceedings. Fresno Convention Center, Fresno California, USA. 10-13 pp.
- Izumo F.T., T.H. Podmore and H.R. Duke (1985), Infiltration under Surge Irrigation. Transactions of the ASAE Soil and Water Section. Vol. No. 517-521 pp.
- Jalali-Farahani H.R., H.R. Duke and D.F. Heerman (1990), Soil Consolidation in Surge Irrigation. Visions of the Future, Proceedings of the Third National Irrigation Symposium. Phoenix Civic Plaza, Phoenix Arizona. 361-367 pp.
- Kotter C.M. (1981), Surge Flow Concept Causes Big Ripples in Surface Irrigation Research in Utah. Irrigation Age Publication. 1999 Shepard Road St. Paul Minnesota 55116 USA. Vol. 15 No. 6, 22-23, 28 pp.
- Rodríguez R.H. (1991), Evaluación del Flujo Intermitente en un Método de Riego Superficial. Tesis de Maestría en Riego y Drenaje. No publicada. Programa de Postgrado Universidad Autónoma Agraria "Antonio Narro" Buenavista, Saltillo, Coahuila 25315 México 5-32 pp.
- USDA Soil Conservation Service (1986), Surge Flow Irrigation Field Guide USDA Soil Conservation Service P.O. Box 2890 Washington D.C. 20013 USA. 1-32 pp.
- Walker W. (1983), Surge Flow Irrigation at In-field Research Stage. Irrigation Age Publication 1999 Shepard Road St. Paul Minnesota USA 55116 USA. Vol. 18 No. 3 42-43 pp.
- White J.G. (1986), Furrow Irrigators Aim for Efficiency with Surge, Culegation. Irrigation Age Publication 1999 Shepard Road St. Paul Minnesota 55116 USA. Vol. 20 No. 8 15-16 pp.
- Wiseman M. (1985), Surge Flow Irrigation. Top Performance Calls for Careful Management. Irrigation Age Publication 1999 Shepard Road St. Paul Minnesota 55116 USA. Vol. 20 No. 1 13 p.

OPTIMAL WATER MANAGEMENT STRATEGIES FOR SUSTAINABLE AGRICULTURAL PRODUCTION IN PUNJAB, INDIA.

S.D. Khepar, Punjab Agricultural University, Ludhiana.

ABSTRACT

The Punjab State has made spectacular development in agriculture during the last three decades. With less than two percent of the area of the country, it contributes as much as 60 percent of the wheat and 50 percent of the rice to the central food grains reserves. The cropping intensity of 173 percent with 91 percent of the cropped area under irrigation are the highest in the country. Intensive ground water development has resulted into a declining ground water trend in most of the state which is a critical concern for the future of its agriculture.

In this study, an attempt has been made to assess the quantum of water available for irrigation in the state and the demand of water on the basis of the existing cropping pattern and also for non agricultural uses and consequently, the determination of water balance using the supply and demand estimates. The studies revealed that the irrigation water supply available from surface and ground waters is 3.2 million hectare meter against which is resulting into a decline of ground water almost in the whole state. Based on the results, strategies including modernization of canal diversification by introducing less water consuming crops, which will go a long way for sustainable agriculture production in the state.

INTRODUCTION

The agricultural growth model of Punjab State of India has created a national record. It has not only brought about a green revolution in wheat but registered even more break through in the productivity of a number of other crops, such as, rice, sugarcane and cotton etc. Table 1 gives the increase in food grain production, crop yield, use of agricultural inputs, percent irrigated area, number of tubewells and tractors etc. during the period 1965 to

STRATEGIES

It is evident from the above that in almost all the three zones, the normative demand is more than the utilizable water resources. If the normative demand is met, the lowering of water table will be accelerated which will not only calls for change in expensive technological options but also jeopardise the agricultural growth in the states. Therefore, strategies for optimum management of water resources for sustainable agriculture production will have to be developed as discussed below.

(i) The areas having falling water table trend need to be replenished through artificial ground water recharge in all the zones. The surplus water during rainy season as surface runoff or escapes from the canals need to be made use of for this purpose.

(ii) Demand for water has a direct relationship with the irrigation requirements of a crop. The area under crops having higher irrigation requirements such as paddy need to be reduced by introducing less water consuming crops.

(iii) On farm water management should be given top priority to have maximum productivity per unit of water and to avoid the development of water logging and soil salinity.

(iv) A major reason for low productivity of semi hilly area of Bist Doab Zone is lack of irrigation facilities. The irrigation facilities need to be enhanced by developing micro scale irrigation schemes including water harvesting tanks, lift irrigation and dug out ponds etc.

(v) In Sirhind canal zone, a large tract is having a problem of water logging and salinity. Technologies need to be developed and adopted on priority basis for reclamation of these areas.

(vi) The canal regulation system need to be modernized keeping in view the irrigation requirements of existing cropping pattern in the state.

(vii) The fresh water layer overlain poor quality ground water in the Sirhind canal zone need to be tapped through skimming wells.

REFERENCES

Alagh Y.K., 1987, The Next Phase in Water Planning, Inaugural Address, First National Water Convention, 12-4 Nov., New Delhi

Anon, 1986, Water Balance Studies, Water Resources Directorate, Dept. of Irrigation, Govt. of Punjab Unpublished report

SUPPLY AND DEMAND OF WATER - THE EMERGING SITUATION

The zonewise supply and demand of water is summarised in table 4.

Table 4 : Zonewise water balance estimates (00' ha-m)
water

Zone	Total water res. avail-able	Water res. exclud- ing unfit & margin- ally fit G.W.	M.F. ground water	Utiliz- able water Res. includ- ing M.F. ground water	Water demand	Diff. of supply and demand (Col.5-6)
1	2	3	4	5	6	7
UBDC	7107	6297	247	6544	7628	-1084
B.D.	5744	5466	179	5645	7022	-1375
Sirhind Canal	23265	17692	2046	19738	31266	-11528
Total	36116	29435	2472	31927	45914	-13987

In Upper Bari Doab Canal Zone, the utilisable water resources including marginally but excluding unfit ground water, amount to 85.7 per cent of the ET based water demands of crops. However, with exciting draft the observed water level is falling on an average at the rate of about 14 cm. per year. However, if the normative demand is met, the annual lowering down of the water table will increase to 30 cm per year.

In Bist Doab Zone, the utilisable water resources including marginally fit ground water amounts to 80.4 per cent of the ET based water demand. The observed average water table decline in this zone is about 9 cm/year. In case, the normative demand is met, annual lowering down will be higher. In Sirhind canal tract the utilisable water resources including unfit water amount to 56.5 percent of the ET based water demand of crops. However, if marginally fit is included in the estimates, the utilisable water resources amount to 63.1 per cent of ET demand. The observed annual decline in water table is negligible. However, it may be pointed out that in parts of this zones, ground water is unfit for irrigation and is not retrieved for utilization. The water table is actually risign in this part of the zone resulting in development of water logging and salinity. Therefore, the observed average decline for the entire zone does not give the true picture of the water balance.

during the months of July to September. The values of SRO varied from 5 to 35 percent.

The estimated water supply for Rabi and Dharif seasons for each irrigation zone is given in Table 2.

Table 2 : The estimated water supply (00' ha-m) for each zone.

Zone	Total Water Req. Available			Total Utilisable water Resource including Marginally fit quality of ground water but excluding unfit ground water.
	Habi season	Kharif season	Total	
UBDC	3018.92	4088.25	7107.17	6544.28
B.D.	2385.96	3358.55	5744.51	5644.51
Sirhind Canal	10717.07	12547.93	23265.00	19737.98
Total	16121.95	19994.73	36114.68	31926.77

DEMAND FOR WATER

The irrigation requirements of crops have been computed by following normative rather than positive approach. The underlying rationale is to able to project water demand on the basis of scientifically recommended amount of water uptake by plants so as to achieve desired levels of output. For this purpose, area under different crops in each zone was multiplied by related evapotranspiration (ET) coefficients and appropriately adjusted for the amount of water required for seedbed preparation. The water demand for different zones is given in Table. 3.

Table 3 : Water demand for different zones.

Zone	Area under different crops (00' ha)						Water demand (00' ha-m) for crops. Fodders, vegetables & other non-agri. uses.	
	Wheat	Gram & mustard	Rape	Paddy	Maize	Cotton S. cane		
UBDC	5269	17	157	3806	326	63	215	7628
Bist Doab Sirhind Canal	4965	42	35	2536	1328	33	210	7022
Total	31135	1092	1101	17187	2593	5676	772	45915

DPI = Deep percolation from surface irrigation

The net surface water available is given by

$$NSWA = SWS - DPI \quad (3)$$

Where

SWS = Surface water supply available at the outlet.

Substituting the values of TGWS and NSWA from equations (2)

and (3) into equation (1), we get

$$TWS = 0.90 (RR + SC + DPI) + SWS - DPI + ER \quad (4)$$

The various parameters in equation (4), were estimated as under:

(a) Rainfall recharge (RR)

The rainfall recharge has been taken as 20 percent of total rainfall.

(b) Seepage from canal distribution network (SC)

For unlined canals in normal = 1.8 to 2.5 cumec/10
type for soils sq.m. of wetted area

For unlined canals in sandy = 3. to 3.5 cumec/10
soils sq.m. of wetted area

For lined canals = 20% of above values

(c) Seepage from irrigated fields (DPI)

= 40 to 50 percent depending upon type of crop, soil and source of irrigation.

(d) Effective rainfall (ER)

Effective rainfall during kharif (monsoon season, May to Oct.)

$$ERK = G (RFK - RRK - SRO)$$

Effective rainfall during Rabi (winter season Nov. to April)

$$ERR = RFR - RRR$$

Where

RFK = Rainfall during kharif season

RRK = Rainfall recharge during kharif season

SRO = Surface Runoff

G = A factor to account for evaporation from bare surface, assumed as 0.75

RFR = Rainfall during rabi season

RRR = Rainfall recharge during rabi season.

Values of surface runoff were considered on the basis of actual observations carried out in the area over a long time

variation in monthly and annual rainfall from place to place. The normal annual rainfall varies from 1260 mm to 380 mm. The topography of the area is generally plain having gentle slope in the south western direction. The soils of the study area are formed through alluvial deposits and majority of area have sandy loam or fine textured soils. This tract has network of canal system throughout the area as shown in Fig.1. The irrigation is also being carried out using ground water through wells.

(iii), OLD SIRHIND CANAL TRACT (SC)

The old Sirhind canal tract is bounded by river Sutlej in the north and in the west it forms the international boundary with Pakistan. The river Ghaggar flows in the south eastern side of the area and form the interstate boundary with Haryana. The distribution or normal annual rainfall varies from 350 to 900 mm. About 70 per cent of the rainfall occurs from June to September. The area is mainly canal irrigation. The ground water quality in the south-western part of this zone is unfit for irrigation. This part of the zone is having a problem of waterlogging and salinity.

AVAILABLE SUPPLY OF WATER

Water for crop production in the state is available from three sources viz. 1) surface water supply form canals 2) ground water and 3) natural precipitation. It is needless to say that three sources are inter-linked and inter-dependent. Total water supply is, therefore, the sum of the following three componetes:

- i) Surface water available at the outlet
- ii) Ground water available from the recharge from rainfall, canal system and return flow
- iii) Effective rainfall

Utilisable ground water was considered as 90 percent of the total ground water recharge, assuming 10 percent as irrecoverable losses. Total water supply can be expressed as

$$TWS = TGWS + NSWA + ER \quad (1)$$

Where

TWS = Total water supply

TGWS = Total ground water source

NSWA = Net surface water available

ER = Effective rainfall

The total ground water source is given by

$$TGWS = RR + SC + DPI$$

Where

RR = Recarge from rainfall

SC = Seepage from canal distribution network

1989-90. Besides the availability of high hield potential crop varieties, increased irrigation, and high level of fertilizer use, inconsonance of course with other physical, economic, and human factors have played a pivotal role in enhancing the overall productivity of agriculture in the state.

The ground water development has mainly been instrumental for achieving the present level of irrigation. However, unplanned development of ground water resources has resulted into many water management problems which needs objective evaluation and solution to sustain agriculture production.

In this paper, an attempt has been made to make an assessment of the quantum of water available for irrigation in the state and demand of water on the basis of existing cropping pattern and also of other non-agricultural uses and consequently, the determination of water balance using the supply and demand estimates. Based on the water balance in different water management zones, strategies have been suggested for sustainable agricultural production in the state.

WATER MANAGEMENT ZONES

The state is divided into following water management zones (Fig. 1)

(i) BIST DOAB TRACT (BD)

The Bist-Doab tract is a triangular region bounded on two sides by Beas and Sutlej rivers and third by the Shivalik foot hill. The soils of the area are alluvial in origin, varying from sandy to clay loam. The topography of most of the area in the tract is plain except the northern part of the tract which is semi-hilly and rain fed. The average annual rainfall for this region is of the order of 650-800mm and almost 80 per cent of this rainfall is received during the south western monsoon period (June-September). Irrigation is supplied in this tract both from ground water and surface water. Ground water is the major source of irrigation in Bist Doab area. There are two main canals irrigation in Bist Doab area. There are two main canals namely Bist Doab Canal, originating from Ropar Head Works and Shah Nehar Canal, originating from Talwara Headworks.

(ii) UPPER BARI DOAB CANAL TRACT (UBDC)

The UBDC tract, enclosed between the perennial Beas and Ravi rivers, is the sub basin of the main Indus Basin. Towards north and north east, it is surrounded by Shivalik foot hill and towards south the area is truncated by International boundary with Pakistan. Ther is great

Table 1

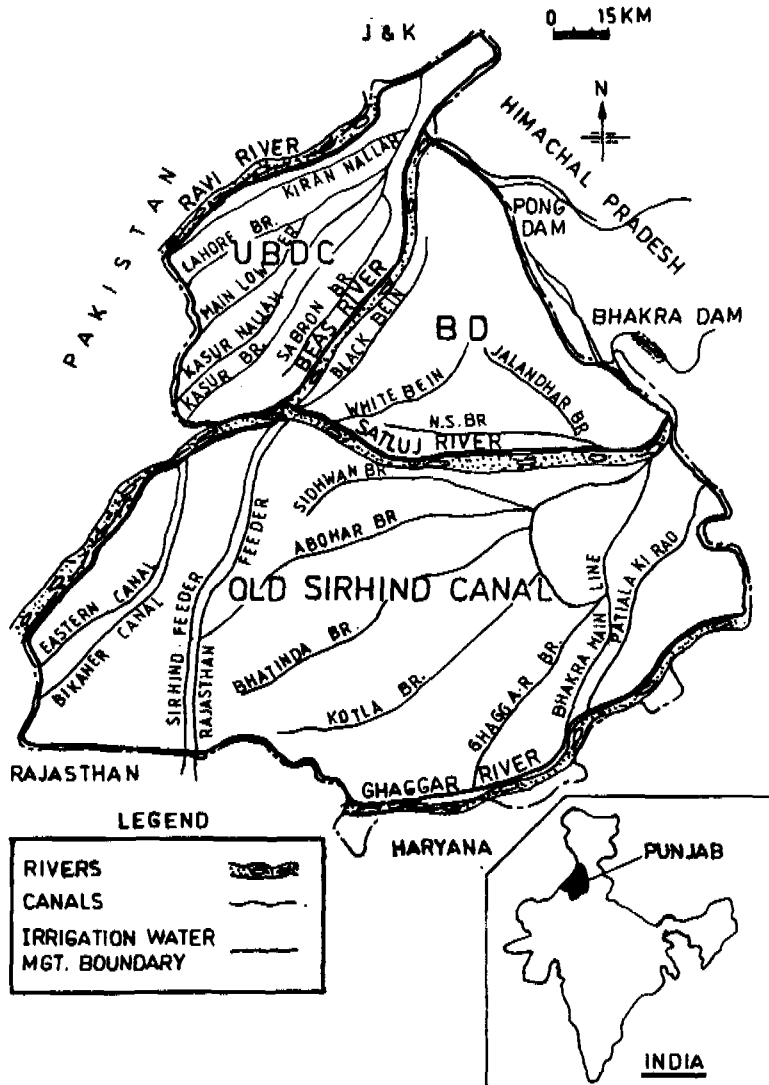
Anon, 1986, Report of the committee on Estimation of Ground Water Resource Potential and Calculation of Irrigation Potential from Ground Water for Punjab State, Central Ground Water Board, Chandigarh

Prihar, S.S., S.D. Khepar, Raghbir Singh, S.S. Garewal, and S.K. Sondhi (1990), Water Resources of Punjab - A critical concern for future of its agriculture, Pub. Pmjab Agricultural University, Ludhiana, India PP 1-60

Table 1 : A Few Facts About the Agricultural Progress in Punjab.

	Production (million tonnes)					
	1965-66	1985-86	1986-87	1987-88	1988-89	1989-90
Wheat	1.92	11.0	9.4	11.0	11.6	11.6
Rice	0.29	5.4	6.0	5.4	4.94	6.7
Total foodgrains	3.39	17.1	16.3	17.0	17.0	18.8
	Yield (tonnes/ha)					
Wheat	1.24	3.53	2.97	3.51	3.67	3.58
Rice	1.00	3.20	3.33	3.16	2.77	3.51
Sugarcane (% sugar recovery)	8.7	9.79	9.69	10.18	9.67	9.53
<u>Increase in the use of inputs</u>						
Cropping intensity (This means only 28.5 ha. out of 100 ha. were double cropped in 1965-66 against 73 in 1987-88)	128.5	170.6	173.3	173.0	173.0	173.0
<u>Percent irrigated area</u>						
	N.A.	59.0	87.0	87.0	88.0	91.0
<u>Total fertilizer consumption</u>						
(000' Nutrient tonnes)	5	24	1098	1116	1112	
	24	1098	1116	1112	1117	1145.00
Fertilizer use (Nutrient kg/ha)	13.3	153	155	157	158	160
Number of tubewells/pumping sets						
1. Diesel	8158	222000	183000	190000	200000	N.A.
2. Electrical	8774	440000	490000	500000	510000	
	16932	662000	673000	690000	710000	725000 (prev)
Number of tractors	10646	195000	205000	220000	230000	260000

WATER MANAGEMENT ZONES OF PUNJAB



EVALUACION DE SISTEMAS DE PRODUCCION AGRICOLA EN AREAS BENEFICIADAS CON ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN UNA CUENCA HIDROLOGICA

José D. López M., Fernando Cabral V., Facultad de Agricultura y Zootecnia, Apartado Postal # 142, Gómez Palacio, Dgo.

RESUMEN

En nuestro país el agua ha llegado a ser un factor determinante en la producción de cultivos, este problema se presenta más severamente en los estados del norte del país que presentan problemas de escasa e irregular precipitación, erosión, baja fertilidad, etc. por lo anteriormente expuesto y haciendo uso de la infraestructura con que se cuenta para el aprovechamiento del escurrimiento superficial en la Laguna se realiza el presente trabajo cuyos objetivos fueron: a).- Determinar el grado de adaptación y comportamiento de variedades de sorgo y maíz. b).- Evaluar el grado de desarrollo de las diferentes etapas fenológicas del cultivo. Este trabajo se llevó a cabo el año de 1990 con el establecimiento de 17 variedades e híbridos en la cuenca hidrológica de Feo. Villa, Dgo., en maíz y 10 variedades con sorgo en un diseño experimental bloques al azar con 4 repeticiones midiéndose semanalmente las variedades de % de humedad en el suelo, altura de planta, diámetro de tallo, No. de hojas y rendimiento de grano en Kg/ha, teniéndose los siguientes resultados, con respecto a humedad de suelo se observa que los mejores estratos para conservar la humedad fueron el 30-60 y 60-90 cms., en cuanto a altura de planta, diámetro de tallo y No. de hojas los mejores fueron los tratamientos B-412, BJ11, en lo que se refiere a rendimiento de grano los mejores tratamientos fueron BJ-11 y H-419 y en sorgo BR-90 y X15277.

INTRODUCCION

Considerando el constante aumento de la población que día a día demanda una mayor cantidad de alimentos para su sostenimiento, es necesario investigar nuevas alternativas tecnológicas que permitan aumentar la producción y productividad en el campo.

En las zonas áridas de nuestro país el principal problema a que se enfrenta el campesino y el ganadero, es la falta de agua siendo esta sumamente errática y de poca cuantía, lo cual no es suficiente para cubrir las necesidades de los cultivos de temporal.

Por tal motivo y a falta de investigación en los distritos agropecuarios de temporal en la Región Laguna, es necesidad urgente el probar variedades mejoradas y criollas que se adapten a las condiciones agrícolas regionales, en áreas que dispongan de obras de infraestructura de conservación de suelo y agua.

Objetivos Específicos.

1.-Determinar el grado de adaptabilidad y comportamiento de variedades mejoradas e híbridos en zonas de baja precipitación.

2.-Seleccionar la variedad o variedades que mejor se adapte a las condiciones climáticas y edáficas de la zona para su posterior utilización a nivel comercial.

Los tratamientos (Variedades) que se estudiaron fueron los siguientes:

<u>SORGO</u>	<u>MAIZ</u>	<u>MAIZ</u>
X-15106	B-412	3521
X-77001	BJ-11	GAMEISA
BR-90	B-15	ARGENTINO
R-109	B-415	CB-12
X-15277	H-419	7877
5560	GUANAJUATO	7993.
JUPITER	SAM-120	
X-77002	7251	
APOLO	BS-413	
6658	TEMASACHIC	

Diseño Experimental.

Los arreglos en campo se realizaron a partir de un diseño bloques al azar con 4 repeticiones, teniendo como parcela experimental 25.4 m², la cual estuvo formada por 4 surcos de 8 m de largo x 3.20 m de ancho teniendo como parcela útil una superficie de 12.80 m², compuesta de 2 surcos de 8 m de largo x 1.60 m de ancho, usando para el análisis de resultados su respectivo análisis de varianza para evaluar diámetro de tallo, No. de hojas, altura de planta y un análisis gráfico comparativo de % de humedad y rendimiento de grano con variables importantes.

ANALISIS DE EVAPORACION Y PRECIPITACION PLUVIAL.

En gráfica 3 se analiza como se comporta la precipitación y la evaporación a través del tiempo, observándose que existen periodos críticos bien definidos de escasez de agua que son de enero a mayo y noviembre a diciembre pero esto no es importante puesto que los cultivos de sorgo y maíz se establecieron de junio a mediados de octubre que son la fecha en las cuales se precipitaron 386.7 mm, que equivalen al 88% de la precipitación total, lo cual redundó en que manejado adecuadamente el escurrimiento se aplica una lámina de agua total de 38.6 cm, lo que significa que no se tuvieron problemas de humedad disponible por el cultivo en el cual se desarrolló adecuadamente reflejado esta en el comportamiento, fenológico y rendimiento de las variedades en estudio.

En el caso de la evaporación que en la Comarca Lagunera es de 6 a 11 veces la precipitación, en este año únicamente excedió 3 veces a la lluvia lo cual significó que esta se redujo ocasionado por lo benigno del clima, esta reducción en la evaporación de 2100 mm, en promedio anual a 1378 mm, en 1990 fue debido a la gran cantidad de lluvia en los meses de junio a octubre que mantuvo la temperatura más baja y una alta humedad relativa en el ambiente, redundando en un mejor comportamiento y rendimiento del sorgo en comparación con el año anterior (1989).

Cabe mencionar que este comportamiento en los cultivos desarrollados no se presentan normalmente sin embargo los resultados concuerdan con los del año de 1989 en cuanto a la evaluación en variedades de sorgo en forraje y características fenológicas.

RENDIMIENTO DE GRANO.

Los resultados de rendimiento de grano en sorgo y maíz una vez que se realizó el análisis de varianza respectiva nos muestra que no hubo diferencia estadística entre tratamientos, sin embargo también se puede observar en las medias ordenadas que hay rangos amplios entre variedades en cuanto a rendimiento por lo cual no se puede recomendar cualquiera.

Debido a esto se jerarquizaron tratamientos como mejores variedades a este respecto X-15277, BR-90, siendo la de menor producción X-77001, gráfica No. 10, y en el caso de maíz las mejores variedades fueron BJ-11, B-15 y H-419. Gráfica 14.

Estos resultados concuerdan con los tratamientos en el año de 1989. Con excepción de la variedad BR-90, en sorgo en cuanto a X-15277 a pesar de no tener el mayor número de hojas, diámetro de tallo, altura de planta si fue la más eficiente en rendimiento, es decir no forma mucho follaje, para lograr una mayor producción.

El porque no hubo diferencia estadística es por la gran cantidad de lluvia en este año, que hizo que las variedades no tuvieran restricción de humedad,

además de la respuesta que se tuvo a la aplicación de fertilizante.

Se aprecia también que este año a diferencia del anterior en que nada más subsistieron ocho tratamientos, se logró evaluar los diez en estudio que fueron los mismos del año anterior pero que debido a lo escaso y errático de la lluvia no se puede evaluar todo, considerando que todas llegan a producción de granos con buenos rendimientos para el temporal en comparación con los sorgos criollos que se establecen, control de escurrimiento y prácticas de manejo adecuadas. Y en caso de maíz este año de 1990 se evaluaron 17 tratamientos a diferencia del año de 1989 que nomás se trabajo con 12.

Cabe hacer notar que el año de 1990 se precipitaron 400 mm. de lluvia es decir, la region bajo estas condiciones sigue siendo temporal deficiente, sin embargo se puede obtener producción de grano en los trabajos realizados lo cual no se había logrado en forma comercial como en este año debido a los 230 mm. que se precipitaron normalmente y más que nada al manejo ineficiente de la precipitación.

CONCLUSIONES.

a).-Con estos dos años de trabajo en adaptación y comportamiento en variedades de sorgo y maíz de temporal se ha demostrado que es posible producir forraje y grano a nivel comercial en el área de cultivo de las cuencas hidrológicas de la Laguna, con lo cual se ayudara a elevar el nivel socioeconómico de los pobladores de estas áreas.

b).-En variedades de maíz a pesar de que hubo una buena respuesta en todos los tratamientos, los rangos de variación en rendimiento son amplios por lo que se sugiere utilizar como mejor variedad de la BJ-11 y H-419, para establecer como variedades más sobresalientes en las zonas de secano de la Comarca Lagunera.

c).- Por lo que a variedades de sorgo se refiere se obtuvo una tendencia similar a los resultados obtenidos en maíz es decir con rangos de variación entre rendimientos, siendo las mejores variedades la X-15277 y BR-90, sugiriendose también explotarla ya a nivel comercial.

BIBLIOGRAFIA.

Aguilera Contreras Mauricio, 1980. Relación Agua-Suelo-Planta _Atmósfera. Segunda edición Editorial UACH:

Ciame 1970-1971. Informe de investigación organizado en la Comarca Lagunera, Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas.

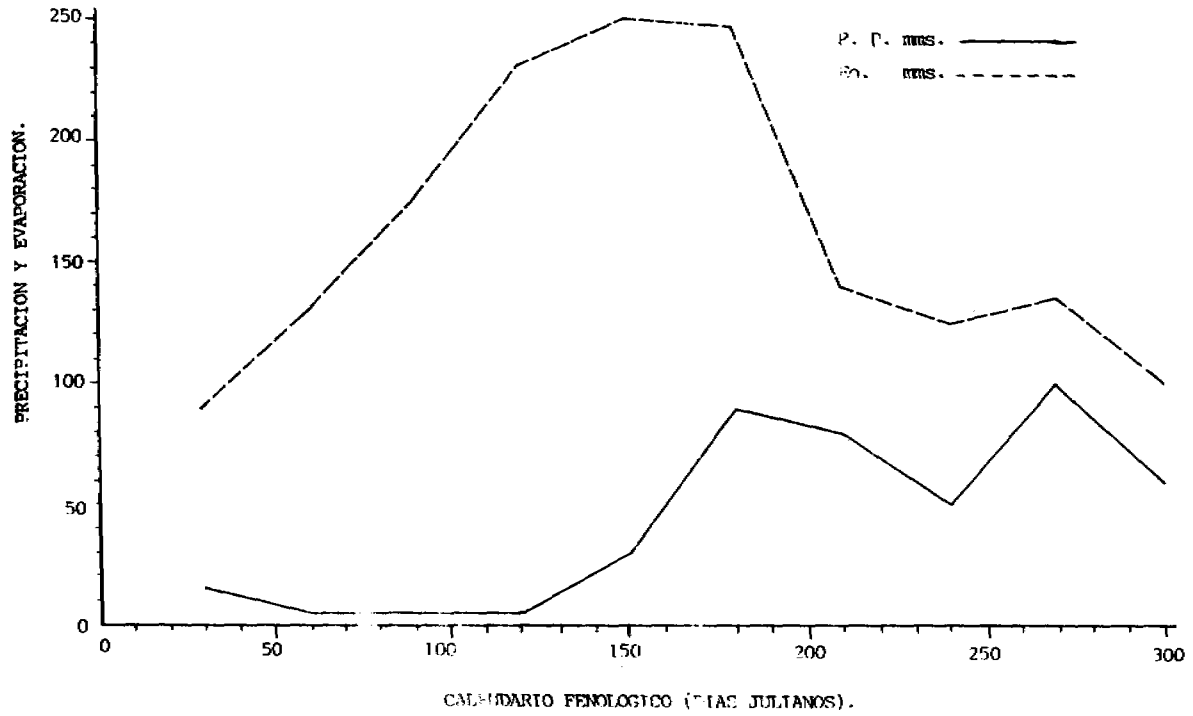
Dumas Wit. 1981. *Labranza cero. Agricultura de las Américas México.*

López Martínez J. D., Salazar S.E. 1989. *Evaluación de Sistemas de Producción Agrícola en áreas beneficiadas con escurrimientos superficiales. Informe técnico de investigación FAZ-UJED.*

SARH 1984. *Programa de investigación agrícola (representación general de la Comarca Lagunera). Distritos de temporal IV y V.*

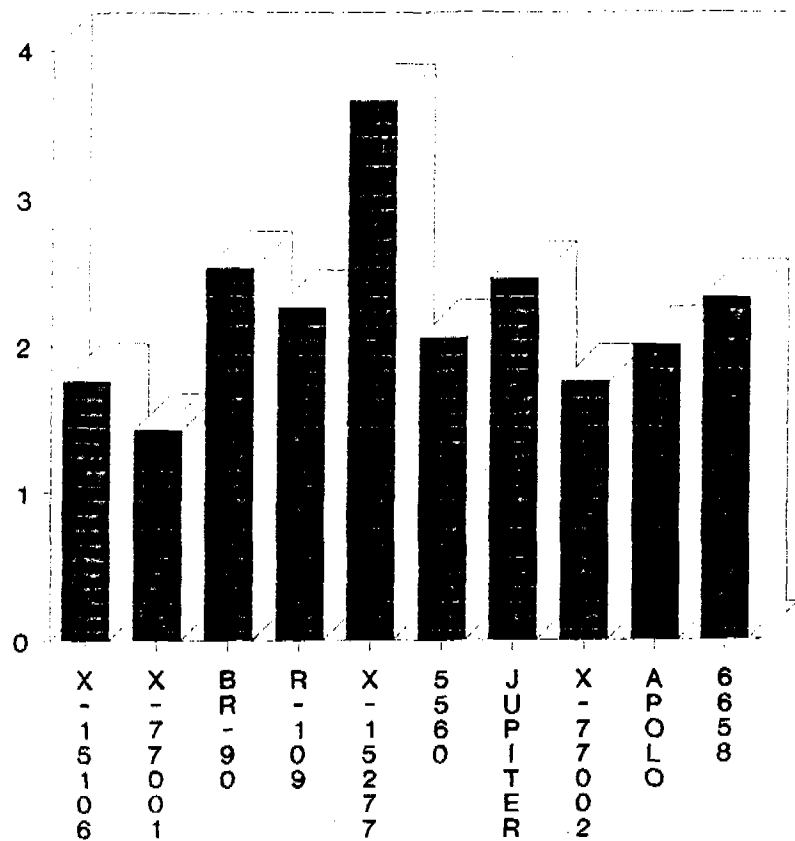
Salazar, S.E., López Mtz. J.D., 1989. *Adaptación y comportamiento de variedades e híbridos de sorgo en Fco. Villa, Dgo. Informe Técnico de Investigación.*

GRAFICA No. 3 . DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION Y EVAPORACION
EN PCO. VILLA, DGO. 1990.



GRAFICA 10. RENDIMIENTO DE GRANO EN VARIETADES DE SORGO EN FCO. VILLA.DGO. (1990)

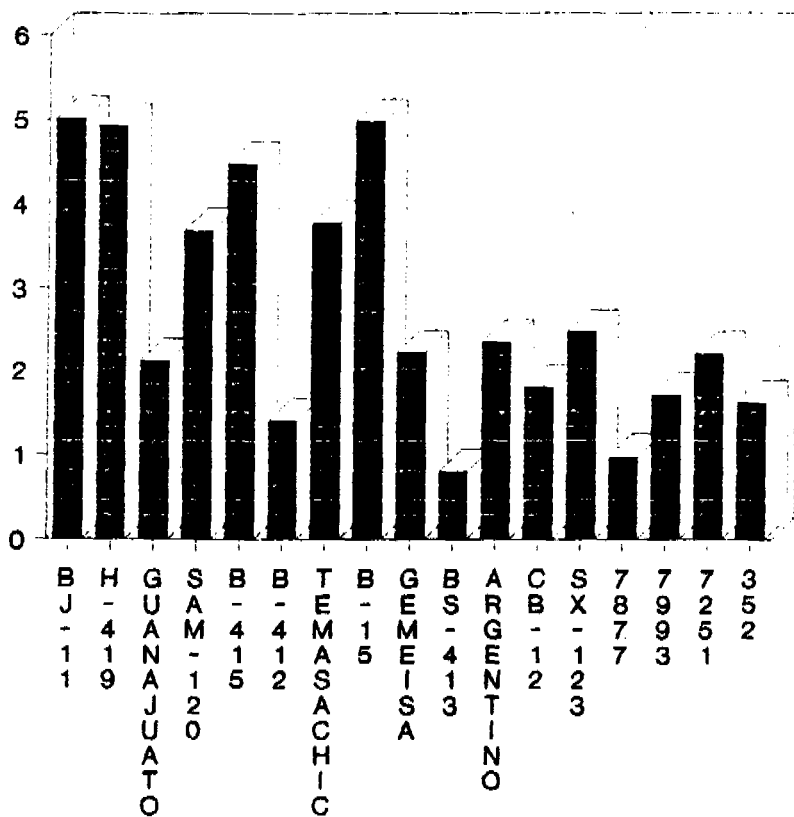
RENDIMIENTO (TON/HA)



TRATAMIENTOS

GRAFICA 14. RENDIMIENTO DE GRANO EN VARIEDADEAS DE MAIZ, EN FCO. VILLA.DGO. (1990)

RENDIMIENTO (TON/HA)



TRATAMIENTOS

LOS SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION EN EL CULTIVO DE ALFALFA EN EL NORTE DE MEXICO (COMARCA LAGUNERA)

Arturo Rodríguez C., Ignacio Orona C. Centro Nacional de Investigación Disciplinaria en la Relación Agua-Suelo-Planta-Atmósfera. Apartado Postal # 41 Cd. Lerdo Durango. México.

RESUMEN

El territorio mexicano está cubierto por una gran diversidad de climas; al norte predominan los climas árido y semiárido, donde el uso eficiente del agua cobra especial importancia para la producción, tal es el caso de la región Comarca Lagunera.

El presente estudio analiza el impacto que el uso de sistemas de riego por aspersión tiene sobre la productividad del cultivo de alfalfa en esta región, comparando dos sistemas de riego (Pivote central y Power roll con intervalos cortos y moderados de aplicación), con el riego superficial.

Bajo riego por aspersión se advirtió mayor población y cobertura de planta, así como mayor rendimiento y longevidad del cultivo; en el área de macollo no hubo diferencia. El análisis económico del estudio, mostró que el uso de sistemas de riego Pivote central y Power roll alcanzan tasas de retorno marginal mayores a 244%, es decir, se concluye que su adopción en el cultivo de alfalfa, resulta más importante desde el punto de vista de los rendimientos y redituabilidad que bajo riego superficial.

INTRODUCCION

En la actualidad el uso de sistemas presurizados de riego constituye una alternativa viable al uso eficiente del agua, principalmente en las zonas agrícolas donde este recurso es escaso como en el norte de México.

A nivel nacional el 10% de la superficie total irrigada es la que se encuentra equipada con riego presurizado, mientras que la región Comarca Lagunera, pese a estar en una zona

donde la escasez del agua es crítica solo tiene el 1.0% de su área de riego equipada con estos sistemas. Esta región es cuenca lechera de gran importancia a nivel nacional para lo cual cuenta aproximadamente con 96,000 cabezas de ganado lechero (SARH 1986) que demandan para su alimentación alrededor de 1'752,000 toneladas de forraje verde, siendo el cultivo de alfalfa el forraje preferido. Sin embargo, es un cultivo que demanda láminas anuales de riego que varían entre 2.4 a 2.7 metros, lo que agrava el problema del abatimiento del acuífero en la región, lo cual conlleva a buscar sistemas alternativos de riego que incrementen la eficiencia del uso del agua en este cultivo.

Por lo antes mencionado, se planteó la presente investigación, la cual contempla dos variantes de riego por aspersión en el cultivo (utilizando sistemas pivote central y power roll) y se la compara con la forma convencional de riego superficial, bajo el objetivo de determinar la productividad y redituabilidad del cultivo en función del tipo de riego utilizado.

ANTECEDENTES

Ramírez (1974), estableció un experimento en la Comarca Lagunera en donde comparó los métodos de riego por melgas y corrugación y después de siete cortes encontró que entre uno y otro métodos no hay diferencia en rendimientos aún cuando las láminas de riego aplicadas fueron de 109.5 y 103.5 cm para melgas y corrugaciones respectivamente.

Así también, Flores y Martínez (1978), realizaron un estudio para evaluar el comportamiento de la alfalfa bajo tres sistemas de manejo de agua: melga plana, corrugaciones y cama melonera (de amplitud variada) con el fin de obtener para cada sistema de producción, eficiencia de aprovechamiento y distribución del agua. Al evaluar la producción no encontraron diferencia significativa entre tratamientos.

Por lo hasta aquí dicho, es posible apreciar que entre distintos tipos de riego superficial las diferencias en rendimiento no son significativas.

Por otra parte, Rechcigal, Reneau y Starner (1986), intentando evaluar la productividad del cultivo de alfalfa, evaluaron el efecto de mejoradores de suelo con limo, la fertilización con fósforo y potasio y el riego durante la estación de crecimiento. Encontraron que al aplicar 22.4 ton/ha de limo dolomítico se incrementan los rendimientos de 2.2 a 3.5 ton/ha en lotes sin riego y de 4.5 a 6.7 ton/ha en lotes con riego ya que, según ellos, la aplicación de limo reduce el intercambio de aluminio e incrementa el pH y la

longitud radicular. Señalan además que el riego disminuye el rendimiento en los suelos no tratados con limo a partir del cuarto y quinto año de cosecha. Es decir, al incluir un elemento más al riego como es el limo dolomítico, puede apreciarse que hay una mejor respuesta en la producción de este cultivo, por lo que es posible buscar otras vías para impactar en este sentido. Sin embargo, como se mencionó antes, el presente estudio busca encontrar diferencias en la productividad del cultivo al utilizar tipos de riego por aspersión, comparándolos con el riego superficial.

Por otra parte, Lathief y colaboradores (1988) realizaron un estudio en el que evaluaron el efecto de cuatro momentos de realizar el primer corte en alfalfa sobre el rendimiento, longevidad y colonización de maleza durante un periodo de seis años, encontrando que la longevidad del cultivo después de cuatro años no se vio afectada por el momento del corte, y que la densidad de plantas por metro cuadrado oscila entre 40 y 44.5 partiendo de una población inicial de 76 plantas por metro cuadrado. Respecto a cobertura, ésta varió entre 46.3% y 30.7% al paso del tiempo, no habiéndose encontrado diferencia en la colonización de malezas.

MATERIALES Y METODOS

En los terrenos del CENID-RASPA ubicado en Gómez Palacio Durango, durante el periodo 1987-1989 se estableció un lote de alfalfa utilizando un diseño completamente al azar con tres tratamientos y cinco repeticiones. El suelo del lote experimental fue de textura migajón-arcillosa, perteneciente a la Serie Coyote, la más importante en la Región Lagunera.

En el establecimiento y manejo del cultivo se siguieron las recomendaciones regionales de dosis de fertilización, fechas de siembra, labores de preparación del terreno y demás prácticas culturales con excepción del riego.

Se utilizaron como tratamientos dos formas de operar el riego por aspersión; la primera consistió en riegos frecuentes y con láminas pequeñas (riego con pivote central cada tres días con el 70% de la evaporación diaria obtenida en tanque evaporómetro estándar tipo A); para la segunda se empleó un intervalo medio, con una lámina moderada, adecuada para operar con aspersión bajo power roll, y que consistió en regar cuando el suelo presentaba un abatimiento del 50% de la humedad aprovechable a una profundidad de 90 cm, y el tercer tratamiento consistió en regar en forma tradicional, por melgas, aplicando el riego cuando el suelo presentaba abatimientos del 70% de la humedad aprovechable a una profundidad de 90 cm. Las variables de respuesta fueron: densidad de planta, por ciento de cobertura vegetal, área por planta y rendimiento anual en forraje verde.

embargo, el área de macollo no mostró diferencia significativa.

Pudo advertirse una tendencia a incrementar el área de macollo al disminuir la densidad de población y el porcentaje de cobertura tanto para riego superficial como por aspersión.

Con el empleo de sistemas de riego por aspersión (pivote central y power roll) es posible aumentar la productividad del agua, ya que bajo éstos sistemas aumentan los rendimientos y se incrementa la longevidad del cultivo, disminuyendo al mismo tiempo la presencia de malezas.

El análisis económico realizado por unidad de superficie, considerando costos para equipar una superficie de 16 hectáreas, permite concluir la obtención de mayores beneficios del cultivo bajo riego por aspersión que superficial.

REFERENCIAS

- Flores L., L.F. y Martínez P., R.A. 1978 Efecto del método de aplicación del agua sobre el rendimiento de la alfalfa en Avances de Investigación de forrajes del CIANE. p. 97.
- Latheef, M.A., Cadeel, J.L., Berberet, R.C. y Stritake, J.F. 1988 Alfalfa forage yield, stand persistence and weed colonization as influenced by variable first harvest in Oklahoma. In Journal of Production Agriculture. American Society of Agronomy. Vol. 1 No. 2 April-June p. 155-159
- Ramírez M., E. 1974 Parcela de prueba en alfalfa en Informes de Investigación del PRONAPA (Clave p-7) 11 p.
- Rechcigal, J.E., R.B. Reneau y Starner. 1986 Effect of subsurface amendments and irrigation on alfalfa growth. In Irrigation and Drainage Abstract, Vol. 12 No. 1. Marzo de 1986. p. 16

Tabla 3. Producción de alfalfa con riego por aspersión y superficial (Ton de forraje verde) durante el periodo 1987-1989. CENID-RASPA, INIFAP, SARH.

FORMA DE RIEGO	ANO 1	PRODUCCION/HA		PROMEDIO
		ANO 2	ANO 3	
Pivote central (riego frecuente)	136.1	135.6	108.5	126.7
Power roll (riegos moderados)	110.8	124.2	96.3	110.4
Riego superficial (testigo)	91.0	100.2	52.4	81.2

cultivo se realizaron cada 25 a 30 días en temporada de calor y de 40 a 50 días en el periodo frío.

Análisis de redituabilidad

Con la finalidad de complementar el estudio, los volúmenes de producción promedio anual obtenidos para cada sistema de riego (pivote central y power roll con respecto al riego superficial) se evaluaron económicamente mediante el análisis marginal, es decir, solo se consideraron los costos relativos al uso de sistemas de riego por aspersión y los beneficios derivados por dicho uso, tomándose en cuenta los costos para equipar con este tipo de sistemas de riego una superficie de 16 hectáreas por ser ésta superficie la capacidad de una línea regante Power roll más común; y para efectos de comparación respecto a Pivote central, se consideró la misma superficie.

Al efectuar el análisis correspondiente, se observó que la tasa de retorno marginal más elevada correspondió al riego efectuado con equipo pivote central, seguida por el sistema power roll, para los que dicho valor fue del 266% y 224% respectivamente; es decir, que por cada peso invertido en adquirir y operar estos sistemas de riego en el cultivo de alfalfa, es posible recuperar 2.66 y 2.24 pesos adicionales para cada equipo respectivamente.

CONCLUSIONES

Con base a los resultados obtenidos se pudo concluir lo siguiente:

Tanto la densidad de plantas y cobertura del cultivo fueron mayores bajo riego por aspersión que superficial, sin

Area de macollo

Durante los dos últimos años de estudio el cultivo de alfalfa no mostró diferencia significativa a una probabilidad de 95% (DMS) respecto al área de macollo entre las formas de riego, sin embargo, en el segundo año, bajo riego por aspersión, el cultivo mostró un mejor comportamiento en el área de macollo y en el tercer año, bajo riego superficial, el cultivo presentó una mayor área de macollo que el de riego por aspersión, Tabla 2, lo que quizá se debió a que en este año la disminución de población bajo este sistema fue mayor, lo que favoreció una mayor disponibilidad de luz solar que propició el aumento en el área de macollo.

Tabla 2. Área de macollo en cm² en el cultivo de alfalfa, con riego por aspersión y superficial (1988-1989) CENID-RASPA, INIFAP, SARH.

TRATAMIENTO	1988	1989
1	25.1	39.0
2	25.9	39.1
3	17.9	42.7

Producción de forraje verde

Respecto a este elemento de análisis, se advirtieron mayores volúmenes de producción bajo riego por aspersión que superficial mostrando significancia a un nivel de probabilidad de 95%. La mayor producción se logró con riegos por aspersión frecuentes (cada tres días), seguido por el riego por aspersión a intervalo moderado (cada 12 a 14 días en primavera y cada 18 a 24 días en invierno). Los volúmenes de producción promedio obtenidos durante los tres años de estudio se ilustran en la Tabla 3.

En los primeros años de producción hubo consistencia en los rendimientos y a partir del tercero, se manifestó disminución de 21.2% para alfalfa bajo aspersión y de 47.7% para la de riego superficial. Pudo apreciarse menor incidencia de malezas bajo riego por aspersión.

El periodo productivo del cultivo bajo riego superficial fue de 2.7 años mientras bajo riego por aspersión fue posible esperar que permaneciera al menos otro año. Los cortes del

El análisis económico se hizo por unidad de superficie, tomando como base costos requeridos para equipar una superficie de 16 ha que es la capacidad de riego de una línea regante del sistema Power roll más común, y para efectos de comparación respecto al equipo Pivote central, se consideró la misma superficie.

RESULTADOS Y DISCUSION

Densidad de plantas

Durante los dos primeros años se apreció menor disminución relativa de plantas bajo riego por aspersión que superficial. Las disminuciones promedio para el primer caso fueron de 22% y 25% en los dos primeros años y de 51% y 44% para riego superficial en el mismo período.

En el tercer año de producción la disminución relativa de densidad de plantas en ambas formas de riego fue similar y varió de 50% a 60%. La Tabla 1 proporciona mayor información sobre este punto.

Tabla 1. Densidad media de plantas por m² en el cultivo de alfalfa con riego por aspersión y superficial 1987-1989. CENID-RASPA, INIFAP, SARH.

TRATAMIENTOS	INICIAL	1987	1988	1989
1	165	129	107	43
2	173	134	118	58
3	152	74	63	25

1. Riego con Pivote central cada tres días con 70% de evaporación diaria
2. Riego con Power roll a un 50% de abatimiento de humedad
3. Riego superficial a un 70% de abatimiento de humedad

Cobertura

La cobertura media de planta fue mayor bajo riego por aspersión que superficial, y mostró diferencia significativa a una probabilidad de 95% (DMS). La tendencia general de la cobertura fue a disminuir. En aspersión la disminución relativa promedio fue del 28% y en superficial de 41%, valores similares a los encontrados por Latheef y colaboradores (1988).

"SPRINKLER AND DRIP IRRIGATION SYSTEM" FOR EFFICIENT WATER USE: EMPIRICAL EVIDENCE FROM KARNATAKA, SOUTH INDIA.

K.S. Arun Kumar, Nagaraj, Ramesh. Y.S., Lalith. A. R. Ramanna.

ABSTRACT

Growing demand for water for various purposes including industries and domestic use has made water more scarce and expensive especially for agricultural purposes. The world water use figures (FAO, 1977) suggests that water use for agriculture is expected to go down from 80 per cent in 1967 to a projected 53 per cent by 2000 A.D. In India also, agriculture takes major share of water at present accounting for 85-90 per cent of the total water use. However, this is likely to come down to about 75 per cent or less in the next 30-40 years (NCA, 1976). Further the quality of water available for agriculture is also getting lower due to industrial pollution of water. Thus, with reduced availability of water for irrigation, efforts have to be made to utilize the available resources more efficiently.

Study on the economic of sprinkler irrigation has clearly indicated that the installation of sprinklers on the farms not only improved the water use efficiency but also added to the net irrigated area and has thus enhanced the cropping intensity on the farms.

Drip irrigation system utilising a net work of plastic pipes resulted in very high water efficiency on coconut farms, utilising the existing well as the source of water. Installation of drip not only resulted in a net saving of Rs.4,625/- per ha. also resulted in a minimum increase of 15 nuts per tree. An added advantage was that a centpercent increase in the area irrigated could be accomplished which further testifies the high water use efficiency.

INTRODUCTION

Growing demand for water for various purposes including industries and domestic use has made water more scarce and expensive especially for agricultural purposes. The world water use figures as estimated by FAO (1977) suggest that water use for agriculture is expected to go down from 80 per cent in 1967 to a projected 53 per cent by 2000 A.D. In India also, agriculture takes major share of water at present accounting to 85-90 per cent of the total water use. However, this figure is likely to come down to about 75 per cent or less in the next 30 to 40 years (NCA, 1976). Further, the quality of water available for agriculture is also getting lower due to industrial pollution of water. Thus, with reduced availability of water for irrigation, efforts have to be made to utilize the available resources efficiently.

Agriculture being the backbone of Indian economy, irrigation plays an important role in maintaining high yield level and stability of production. Out of the total 172 million hectares of gross cultivated area, only 40 per cent of it is irrigated (60-70 m.ha) and it is projected by National Commission on Agriculture (1976) that by 2025 A.D. it is possible to increase the area under cultivation to about 210 m. ha and maximum potential area under cultivation to about 210 mha. However, by adoption of efficient irrigation management practices, this figure can go up.

Use of plastics in irrigation, and water management have proved to be a boon to increased water use efficiency decreased water logging and soil salinity. Prudent application of advance methods of irrigation, viz., drip and sprinkler irrigation has made possible the utilisation of scarce water resources most beneficially in the desert, arid and semi arid regions.

The present study is an attempt to critically analyse and appraise the sprinkler and the drip methods of irrigation, its efficiency of water use, for crops in Karnataka, Sout India.

Three phases can be identified in India's agricultural evolution beginning with the starting of this century. The first phase from 1900 to 1947 was marked by a near stagnation in farming. The second phase (1950 to 1980) was marked by considerable advances in the process of modernisation of agriculture due to a) Technologies based on scientific research, b) Wide range of supplies and services, c) Increasing areas under irrigation and d) Public policies in land reforms, pricing, procurement and distribution. As an outcome, agricultural production grew at 2.8 per cent between 67-68 to 78-79. The third phase has begun in the eighties*1.

In time with planned objectives the maximization of benefits in the agricultural sector calls for optimum allocation of scarce resources which starts with timely availability of adequate quantity of irrigation water, maximisation of benefits from fertilizer application, plant protection, safe storage of food grains, etc. This calls for modern inputs which would help in optimum utilization of available resources at the farmer's command.

1* Source/ Sixth five year plan, 1980-85, Govt. of India.

DEVELOPMENT AND MANAGEMENT OF WATER RESOURCES

Water suitable for human consumption, livestock and irrigation is limited. Precipitation and ground water are the only sources of all fresh water and it varies from place to place, season to season and year to year. There is an urgent need to scientifically manage our water resources to meet our future demands. Annual rainfall is our only source of fresh water supply and the quantum of surface flow has been estimated to vary from 144 million ha. mt. per annum.

Plastics materials have inherent blend of properties, which render them one of the most useful agricultural inputs which go a long way in water conservation, conveyance and management, plant growth, plant protection, food grain storage, packaging of agricultural produce, where more and more conventional materials are being replaced by plastic materials. Plastics have one of its major applications in irrigation and water management areas. Plastics being corrosion proof, flexible and practically impermeable to moisture, can be deployed for lining of conveyance systems, tubings for water conveyance, land reclamation, mulching and storage, and pond lining, which together have added to the efficiency of water use.

Most of the surface water runs into the sea. The maximum utilizable water resources has been estimated (Irrigation Commission). at:

Surface water:66.6 m. ha. mtrs.

Ground water:20.4 m. ha. mtrs.

Total87.0 m. ha. mtrs.

It is therefore of utmost importance that water resources are conserved preserved and prudently used. During the sixth plan (1980-85) highest priority was given to improvement of productivity per unit of water in the areas already covered with the irrigation.

ECONOMIC AND EMPIRICAL FRAMEWORK

a) Cropping pattern and cropping intensity on the farms

A large proportion of the area under irrigation on all the sample farms was devoted to cultivation of commercial crops such as groundnut and varalaxmi cotton. Again this proportion farms. Thus on the SBW and SOW farms these proportions were 55.31 and 54.85 per cent respectively. While on the NSBW farm it was only 43.25 per cent. Other miscellaneous crops such as hybrid jowar, maize, rabi wheat covered a major area on the NSBW farms. It may be noted that among the borewell farms, the cropping intensity was 136 on sprinkler farms, while it was only 117.5 on the non-sprinkler farms. Thus it was observed that not only was the net irrigated area high on the SBW farms compared to NSBW farms but also the cropping intensity was higher. In the case of the SOW farms, however, the cropping intensity was far less because of limited water availability, during rabi and summer seasons.

Plastic film has been successfully used in several irrigation projects in the country as a lining material. There is a great potential for introduction of plastics film lining (whose economics and efficacy has been provided in USA and USSR) in the major and medium irrigation projects all over the country. Use of plastics film lining has offered several advantages: Seepage losses would be almost totally prevented, considerable cost saving due to reduction in section of brick or concrete lining, better strength recovery of masonry as well as concrete.

On the SOW farms the average yield levels were higher for groundnut and cotton as compared to non-sprinkler farms, as could be observed from (Table 2). Comparison of the sprinkler farms between bore and open well showed higher yield levels for generally observed higher yield levels for groundnut and jowar on sprinkler borewell farms. However the generally observed higher yield levels on sprinkler farms cannot be attributed solely to the relative advantage of the overhead irrigation. Higher levels of phosphatic and potassic fertilizer as well as farm yard manure use was observed on sprinkler farms as compared to non-sprinkler farms.

Cost Structure on SBW, NSBW and SOW farms

Total operational cost per farm amounted to Rs. 18459.72 on SBW farms as compared to Rs. 15931.17 on NSBW farms. Human labour was the single major cost item accounting for nearly 30.47 per cent (Rs.5119.71) of the total operational cost of SBW farms followed by farm yard manure and fertilizer accounting for 31.54 per cent (Rs.5300.55) of the total operational cost. In comparison, on the NSBW farms also Human labour was the single major item of NSBW cost accounting for 23.24 per cent (Rs.3702.70) followed by fertilizer which accounted for 19.13 per cent (Rs.3047.12) of the total operational cost. On SOW farms the total operational cost amounted to Rs.9185.64.

Gross returns from sprinkler farms under bore well amounted to Rs. 42460.52 per farm as compared to Rs.30212.32 on non-sprinkler bore well farms.

Resource use

a) Fertilizers and farm yard manure

Fertilizer use (Nitrogen and Phosphate) per ha of irrigated land was comparatively higher on sprinkler farms as compared to non-sprinkler farms under bore well. However, potassium nutrient use per ha was higher by 40.74 per cent on SBW farms as compared to NSBW farms.

Between sprinkler bore well and sprinkler open well farms discernible difference was observed in phosphate and potash nutrient use per ha of irrigated land and phosphate in take was two times on the SBW farms as compared to SOW farms.

Thus the above discussion strengthen the evidence that "sprinkler irrigation system" brings in efficient use of water, which has resulted in increase in intensity, as observed through an increase in the gross irrigated area on the farms.

The other area with "Irrigation infrastructure" where in water saving/ efficient use of water can be achieved are a) Through pond/ reservoir lining for which priority was given (during 6th five year plan) to minimising water at storage/ diversion point and it laid emphasis on increasing agricultural production in dry land/ rainfed arable lands. The outlay under IRDP during the period 1980-85 was Rs.750 crores followed by DPAP under which 350 crores followed by DPAP under which 350 crores was allotted for 557 blocks spread over 75 districts.

b) Canal lining

Canal lining is an established application in the country. Heavy duty LDPE film which would be most suitably adopted for the lining of canals and reservoirs is being manufactured in the country by several processors. Thungabhadra left Bank Canal lining in Karnataka, 1967; Amaravathi main canal of Tamilnadu; Khadakwsla canal lining (1979); are some of the several lining works completed successfully in Indian and have proved to conserve water from seepage and percolation losses.

Drip Irrigation

The increasing cost of irrigation systems and the desire to conserve water has stimulated the interest in drip irrigation. Mayers (1977) studying the functional performance of irrigation systems for orchard crops in Florida over a four year period have made similar generalisations and indicate the advantage of drip irrigation to conserve water.

The commercial application of trickle/ drip irrigation originated in an area of the world where much of water and land was of a poor quality. A great deal of consideration has been given to the interaction of these two factors by the people concerned with the adaptability and potential of drip irrigation in the last decade.

The application of water to the soil at a very low rate (2 to 10 ltrs/hr.) through small outlets (trickle or emitters) is known as drip, trickle irrigation. Water supplied to the drippers through polythene pipes (12 to 16 mm dia), laid along rows of crops so that the dripper discharges on to the soil in the immediate vicinity of the crop stems and roots. The water is supplied under low pressure. The system is very economical in water use and highly suitable for light, controlled irrigation applications (FAO, 1973).

Use of drip irrigation system utilises a network of plastics pipes for conveyance of irrigation water from the source upto the plant root zone would result in very high water use efficiency. Research study conducted on "economics of drip irrigation (Nagaraj et. al. 1988) for coconut plantation has demonstrated the efficiency with which the existing water source can be exploited the efficiency with which the existing water source can be exploited by the use of drip irrigation efficiently (with the existing well). The study indicated that installation of drip, not only resulted in a net saving of Rs.4626/- per hectare, but also resulted in a minimum increase of 15 nuts per tree. An added advantage was that a cent per cent increase in the area irrigated could be accomplished which further adds to the advantage of drip irrigation. According to Shivanappan (1987) the total cost of drip irrigation per hectare amounts to Rs.9,400/- at Coimbatore.

REFERENCES

Arun Kumar, K.S., R. Ramanna (1981). Economics of Sprinkler Irrigation in Karnataka. Report Univ. of Agri. Sciences, Bangalore.

Food and Agriculture Organisation (1977), Report, Rome.

Nagaraj, N.P. Narayanaswami and Lalith Achoth, Economics of Drip Irrigation for Coconut Plantation-A case study, 1988, Vol: XIX No. 8. Coconut Journal.

National Committee on the Use of Plastics in Agriculture: The use of plastics in Agriculture. First Report, 1982, Govt. of India.

Sivanappan, R.K. et.al., 1987. Drip Irrigation, Keerthi Pub. House.

Vasanth Kumar, 1986. Drip Irrigation on Farms in Karnataka. Unpublished ph.D., Thesis. Dept. of Agronomy, University of Agril. Science, Bangalore.

Meyers, J.M. 1977. Functional performance of irrigation systems for orchard crops in Florida, Proc. Flor. state Hort. Soc.90:285-290.

Meyers, J.M. and Harrison, D.S., 1979. Drip irrigation of orange trees in humid climate. ASAE National Meetings proceedings.

FAO (1973), Irrigation and drainage paper. 14, Trickle irrigation, Rome, Italy.

FUNCIONES DE PRODUCCION DEL AGUA Y SU APLICACION EN EL RIEGO.

Dr. Francisco Mojarro Dávila., Boulevard López Mateos y Callejón Unión, Zacatecas, Zac. México.

RESUMEN

El principal objetivo de este trabajo es presentar el enfoque de las funciones de producción y como encontrar soluciones prácticas a los problemas de *cunto y cuando regar los cultivos*; de tal forma que se maximicen los rendimientos. Al mismo tiempo que sirva de motivación a investigadores-técnicos en el campo de la irrigación. Con los trabajos realizados principalmente en el PRONAPA, INIFAP (antes CENAMAR), centro de hidro ciencias-CP Montecillos y en algunos distritos de riego, se han logrado funciones polinomiales de tipo cuadrático para los cultivos de Maíz, Frijol, Trigo, Cártamo, Algodón, Garbanzo, Caña de Azúcar y Sorgo; con las cuales se han determinado el momento óptimo de aplicar el agua de riego para garantizar un máximo rendimiento económico, así mismo, se ha encontrado que existe una relación entre la lámina evapotranspirada por el cultivo y la humedad residual en el suelo, para definir los niveles óptimos de humedad y finalmente usando estas funciones estimar el decremento del rendimiento por regar varios días del óptimo.

INTRODUCCION

El agua en los diferentes análisis, es el elemento integrador de las actividades agropecuarias: debido a que estas se afectan entre si de acuerdo con el uso, en cantidad y calidad, que hacen del recurso.

El agua ha sido reconocida por varios científicos como el solvente mas importante en la mayoría de los procesos fisiológicos de los cultivos y aunado está el valor económico, social y ambiental que el nombre le ha dado.

El agua ha sido un factor importante en el desarrollo de México y lo seguir siendo; con el fin de impulsar actividades productivas que la actual población requiere. Sin embargo la creciente demanda por el recurso y la escasez del mismo han originado serias presiones de disponibilidad. Para el año 2000 México requerirá de irrigar una superficie de 9 millones de hectáreas las cuales demandarán el 90% del total del agua disponible y se estima que el 14% del volumen ser extraído del subsuelo Para el mismo año la industria casi duplicará su consumo de agua y el abastecimiento de agua para uso urbano, demandará mas de 1000 millones de M^3 de agua (Plan Nacional Hidráulico 1981).

La situación actual sobre el uso del agua de riego entre los productores es muy heterogénea. La eficiencia media total en los distritos de riego (bombeo y gravedad), en 1980, fu del 47%, de lo que se infiere que algunos distritos aplican agua en exceso y otros con deficiencia; indicando un desconocimiento del valor del agua y de la importancia del recurso en el proceso productivo de los cultivos.

Los cambios estructurales, que en México se están dando, en materia de subsidios para la agrticultura de riego; en los cuales cabe destacar los costos de conservación y operación de los distritos de riego será responsabilidad de los productores. En las unidades por bombeo; la situación es mas crítica, ya que la mayoría de los principales acuíferos están sobre explotados y las eficiencias, del sistema de bombeo, por uso de electricidad son del orden del $1.5 \text{ KWH}/M^3$; aunado está el retiro del subsidio a la energía eléctrica. Consecuentemente los costos de producción se agudizan año con año. Finalmente resulta imposible ocultar el acelerado proceso del tratado de libre comercio, con nuestros vecinos del norte; todo esto, obliga a alcanzar niveles de competitividad nacional e internacional en corto plazo.

Debido a la escasez del agua y a las presiones que existen sobre su uso; agrícola, doméstico e industrial, el reto de los especialistas en irrigación junto con productores es el de encontrar estrategias de cuando y cuanto regar los cultivos, que le permitan a los productores, maximizar sus ingresos y minimizar los costos inherentes al recurso agua.

El objetivo del trabajo es presentar el enfoque de las funciones de producción del agua y como encontrar soluciones prácticas para definir los niveles óptimos de humedad, con el objeto de hacer un mejor uso del agua y evaluar la pérdida del rendimiento por desfazamiento del riego del dta óptimo.

REVISION DE LITERATURA

Las respuestas de los cultivos a diferentes condiciones de humedad en el suelo, han sido estudiados por varios investigadores. Briggs and Shantz (1913) y de Wit (1958) fueron los primeros en establecer que el rendimiento, como materia seca, fue reducido por un decremento en la transpiración causado por una deficiencia de humedad en el suelo.

Salter and Goode (1967) revisaron cientos de experimentos que relacionaron diferentes condiciones de humedad del suelo en etapas de desarrollo de las plantas y los rendimientos de los cultivos. La principal conclusión de estos trabajos fué, existen etapas fecnológicas críticas (antes y durante floración) de los cultivos, en las cuales los componentes del rendimiento se afectaron seriamente, causando una reducción de grano ó fruta por unidad de área.

En México, en las dos últimas décadas ha despertado un gran interés en estudiar el rendimiento de los cultivos, cuando se han sometido a contenidos variables de humedad en diferentes etapas de desarrollo. Los objetivos de estos trabajos fueron definir los requerimientos de agua por etapas de desarrollo para lograr máximos rendimientos. Mojarro (1977) observó diferentes reducciones en el rendimiento del frijol, cuando las plantas fueron sometidas a un castigo de -15 bars de potencial hídrico en diferentes etapas de desarrollo; el rendimiento se redujo un 65% en la floración, un 24% en la etapa vegetativa, un 15% en el llenado del y un 74%, cuando el castigo fué inducido en dos etapas consecutivas, floración y llenado del grano.

Aunado a lo anterior, en algunos cultivos (principalmente cereales) al presentarse altos contenidos de humedad en ciertas etapas de desarrollo (madurez del grano), los rendimientos se ven reducidos (Golovanov et al 1975).

FUNCIONES DE PRODUCCION DEL AGUA.

El enfoque de la estructura algebraica de las funciones de respuesta, pueden ser diferentes (Heady y Dillon 1961): Existen varias evidencias en las que ha quedado de manifiesto, que la respuesta del cultivo (rendimiento) a diferentes niveles de humedad es de tipo polinomial cuadrático (Palacios y Martínez 1978). El rendimiento de los cultivos depende de muchos factores que varían en el espacio y tiempo, algunos pueden ser controlables (fertilizantes, riego etc) y no controlables (clima). Aceptando varias suposiciones; en forma general podemos expresar el rendimiento, como una función de la humedad aprovechable en diferentes etapas tecnológicas que maximizan el rendimiento como sigue:

$$Y = f(X_i, X_1, X_2, X_n) \quad 1$$

donde Y es el rendimiento en ton/ha X es el contenido o tensión de humedad en el suelo en etapas tecnológicas (i) del cultivo.

La ecuación 1 debe ser una función continua, unívoca, diferenciable y con un valor máximo.

Por otro lado, las tasas evapotranspirativas de los cultivos dependen basicamente de la humedad residual en el suelo y de la etapa de desarrollo (Noreiro 1974).

Esta relación puede ser expresada como sigue:

$$E_t = f(X_i, X_1, X_2, X_n) \quad 2$$

Donde E_t es la evapotranspiración en cm y X_i las mismas variables de 1. En dos se sustituyen los valores máximos óptimos encontrados en 1, y así estimar la evapotranspiración óptima que maximice el rendimiento.

El análisis comparativo entre la E_t y el rendimiento resulta lógico y de mayor relevancia; ya que E_t , considerada como pérdida de agua del suelo planta, es el factor fisiológico a ser manipulado; con prácticas

culturales y de riego, fertilización, fechas de siembra, etc. para eficientar el agua disponible y maximizar su productividad. Este análisis puede quedar expresado como sigue:

$$Y = f(E_t) \quad 3$$

Finalmente, estas ecuaciones pueden ser incorporadas en un modelo de inventario (Fogel et al 1970). Palacios(1978) y Mojarro(1981) comentan; que este es una técnica de la investigación de operaciones para optimizar las decisiones de cuando y cuanto almacenar algún producto; en el campo que nos ocupa el suelo es el almacén y el agua de riego el producto. Palacios (1978) señala que es relativamente fácil comprobar, usando las funciones de producción, las pérdidas económicas cuando no se tiene la cantidad óptima del producto (agua) almacenado ó el riego se ha desfasado ciertos días del óptimo.

De acuerdo con este autor el costo de almacenar el agua ó pérdida económica por no aplicar el agua el día óptimo es como sigue:

$$X_{*i} = \frac{E_{t*} i}{L_r} d_{*i} \quad 4$$

$$D = d_{*i} - d_{*i} \quad 5$$

$$P_e = b_2 \left(\frac{E_{t*} i}{L_i^2} \right) D_i^2 \quad 6$$

Donde * indica las condiciones óptimas que fueron encontrados en ecuación 1 y 3, Pe pérdida económica, Lr lámina de riego que almacena el suelo, D días en que se desfasó el riego, b coeficiente de regresión di el día en que se aplicó el riego.

APLICACION DE LAS FUNCIONES DE PRODUCCION DEL AGUA.

Las funciones de producción encontradas para diferentes cultivos proceden de experimentos de campo, muchos de los cuales fueron establecidos en los Distritos de Riego durante 1977-1982; además los del PRONAPA y del Centro de Hidrociencias C P, Montecillos, México.

Como ejemplo del uso de estas funciones en determinar los regímenes de humedad para eficientar el agua de riego; se tiene la obtenida en el Distrito de Riego No. 38 (1979) para el cultivo del garbanzo; los factores en estudio fueron 4 niveles de humedad consumida antes del siguiente riego y 2 métodos de siembra.

La función obtenida fué:

$$Y = 1,316 + 0.05257 X - 0.00056 X^2 \quad R^2 = 0.80 \quad 7$$

Por derivación se puede encontrar el valor de X que maximiza el rendimiento:

$$\frac{dy}{dx} = 0.05257 - 0.00112 X = 0 \quad 8$$

$$X = 46\%$$

Para el mismo experimento se encontró una relación lineal entre la evapotranspiración y la humedad consumida y una de tipo cuadrático entre el rendimiento y la evapotranspiración como sigue:

$$E_t = 25.51 + 0.4755 X \quad R^2 = 0.97 \quad 9$$

$$Y = -1.573 + 0.16068 E_t - 0.0016 E_t^2 \quad R^2 = 0.85 \quad 10$$

Sustituyendo el valor de X* en la ecuación 7 y 9 se puede esperar un rendimiento de Y* = 2,53 ton/ha., para lo cual, el cultivo deber de consumir E*t = 47 cm.

Hasta aquí se ha deducido el nivel óptimo de humedad consumida para dar los riegos; pero mas importante es maximizar la productividad del agua, la cual se logra igualando el producto medio con el producto marginal (Pa lacios 1989); considerando la ecuación 10 es como sigue:

$$\frac{-1.573}{E_t} + 0.16068 - 0.0032 E_t = 0.16068 - 0.0032 E_t$$

resolviendo para la variable Et se obtiene Et = 31 cm., es decir, por cada cm de agua aplicada la productividad se incrementará de (2.53/47) 53.8 a (2.0/31) 64.5 Kg/ha.

Otro de los usos de estas funciones es el de estimar la pérdida económica del garbanzo por no aplicar el riego, cada vez que se consuma un 46% de humedad disponible. Considerando que el garbanzo se encuentra en inicios de floración, con una Et media de 0.5 cm/día, el suelo almacena Lr = 12. cm de agua; tenemos:

$$NDR^* = (X - X^*) / E_t L_r \quad 11$$

$$NDR^* = (100 - 0.46) / 0.5 \times 12 = 10 \text{ días}$$

Donde NDR días óptimos para dar el riego y X humedad aprovechable a capa cudad de campo; es decir el garbanzo se debe regar, durante la floración cada 10 días. La pérdida económica por no aplicar el riego; suponiendo que este se desfaso 5 días del óptimo y aplicando la ecuación 5 y 6 se tiene: Pe = 5.6 (0.5)² / (12)² (5)² = 243 kg/ha

Para el distrito de riego de Texcoco, Inzunza (1985) determinó la función de producción del maíz.

$$Y = -4.399 + 0.1088 X_1 + 0.2957 X_2 + 0.2691 X_3 \quad 12$$

$$-0.0008 X_1^2 - 0.0023 X_2^2 - 0.0027 X_3^2$$

$$-0.0008 X_1 X_2 - 0.00011 X_1 X_3$$

Donde X₁ humedad residual en la etapa vegetativa, X₂ en floración y X₃ en llenado de grano. Además las funciones siguientes:

$$Et = 31.223 + 0.179 X_1 + 0.393 X_2 + 0.168 X_3 \quad 13$$

$$Y = -9.33 + -508 Et - 0.0035 Et^2 \quad 14$$

Seguindo la metodología antes descrita, para encontrar los óptimos valores que maximizan el rendimiento y la productividad del agua; se encuentra por derivación de la ecuación 13; $X_1^* = 68$, $X_2^* = 64$ y $X_3^* = 49\%$, aplicando estos valores en 12 y 13; se tiene, que se puede producir 9.1 ton/ ha para lo cual el cultivo deberá de consumir 72 cm. En relación a la productividad del agua; igualando el producto medio y la productividad marginal de la ecuación (14); $Et = 51.6$ cm. Se puede maximizar

(13) sujeta a la restricción de solo consumir 51.6 cm. La productividad del agua se ve incrementada de 126 a 147 kg/ha/cm.

En cuadro 1, se anexan las funciones de producción para otros cultivos y Distritos.

CONCLUSIONES

La obtención de las funciones de producción del agua, permiten, estimar los regímenes óptimos de humedad, que deben prevalecer para el siguiente riego; con el fin de maximizar la producción, optimizar el recurso agua y estimar la pérdida económica por no regar el día óptimo.

Uno de tantos usos, que pueden tener las computadoras de los distritos de riego, ser el de emplear estas funciones para la predicción del rendimiento y pérdida económica por productor, si se conocen las condiciones reales de humedad (balance de humedad) la Et de la etapa vegetativa del cultivo y los días desfásados del riego.

REFERENCIAS.

Aguilera, E. J. (1979)

Programa de riego y fertilización en el cultivo del trigo, Resultados de investigación en métodos de riego No. 2 CENAMAR-SARH, - 55 pp.

Anónimo, (1979)

Programa y método de riego en el cultivo de cártamo, Resultados- de investigación en métodos de riego No. 2 1978-79, CENAMAR-SARH 55 PP-

Briggs, L.J. Anel Shantz H.L. (1913)

The water requirement of plants: Investigation in the great plains 1910 and 1911 USDA Bureau plants in dust and bull, 284 pp.

De Wit, C.T. (1958)

Transpiration and crop yields. Landbouwk. Onderzoek. 64.6 Inst of Biol. and Ghem, Res. on Field Crops and Herbage, Wageningen, the Netherlands.

Fogel, M.M., Duckstein L. y Kisiel C.C. (1914)

Optimal Control of irrigation Water application. Automatica 10,579 -5 PP-

Golovanov, A.I. Nikolksky Y.N., Tsipris D.F. y Shabanov V.V. (1975).

Regulation of soil water regime based on the detailed analysis - crop requirement. Gidrotekhnika i melioratsia. Moscú 93-99pp.

Heady, E.O. Y Dillon J.J. (1961) Agricultural production Iowa State.

Marinato R y Palacios U.E. (1978)

Respuesta del cultivo del trigo a variaciones de humedad en el suelo a diferentes etapas de crecimiento, Agrociencia. 38

Mojarro, D.F. (1977)

Efecto de la sequía en el rendimiento del frijol. Tesis de Maestría en Ciencias, Colegio de Postgraduados, Chapingo, Mex.

Mojarro, D.F. (1979)

Tensiones de humedad en el suelo en dos etapas fenológicas del Algodonero. Resultados de investigación en Métodos de Riego No. 2 1978-1979. CENAMAR-SARH, 55 pp.

Mojarro, D.F. (1981)

Manual de relaciones agua-suelo-planta-clima. Editado por CENAMAR SARH.

Mojarro, D.F. (1990)

Evapotranspiración y Requerimientos Hídricos por los cultivos. Metodología de Investigación y Diagnóstico en Relación Agua-Suelo- Planta-Atmósfera. PRONAPA-INIFAP-SARH.

Mojarro, D.F. y Gallardo C.M. (1979)

Láminas de riego en el cultivo de Melón trasplante con y sin acolchado. Resultados de investigación en métodos de riego No. 2 1978-1979, CENAMAR-SARH, 55pp.

Mojarro, D.F. y Reyes C.J. (1979)

Función de producción y programa de riego en Maíz de Grano. Resultados de Investigación en Métodos de Riego No. 3 1979-80, CE- NAMAR-SARH, 59pp.

Norer, A. (1974)

Evapotranspiración y transpiración. CIDIAT, Venezuela.

Palacios, V.E. (1978)

Funciones de respuesta de los cultivos a diferentes tensiones de humedad del suelo. Colegio de Postgraduados Chapingo, Mex.

Palacios, V.E. (1989)

Efecto de la cantidad y oportunidad del riego en el rendimiento de los cultivos. Seminario Internacional sobre tecnificación del Riego y Uso Racional de la Energía, 325 pp.

Palacios, V.E. y Martínez G.A. (1978)

Respuestas de los cultivos a diferentes niveles de humedad del suelo. Un Enfoque Metodológico de Investigación. Colegio de Post graduados, Ramas de Riego y Drenaje, 149 pp.

Palacios, V.E. y Mendoza G.J.A. (1981)

Una Estrategia para incrementar la producción de azúcar por unidad de superficie cultivada. Sección de Experimentación-Centro- de Hidrociencias 58 pp.

Plan Nacional Hidráulico (1981)

Usos del agua. Comisión del Plan Nacional Hidráulico.

Rosales, L.R. y Almada J.J. (1979)

Programa de riego y método de siembra en el cultivo de ajonjolí. Resultados de Investigación en Métodos de Riego No. 2 1978-79, CENAMAR-SARH, 55 pp.

Salter, P.J. and Goode J.E. (1967)

Crop response to water at diferent stage of growth. Commonwealth Agricultural Bureaux, Bucks, England. Research Review 2

Siqueira, P.R. y Palacios V.E. (1985)

Función de respuesta del frijol (*Phaseolus Vulgaris* L.) a variaciones de humedad del suelo en tres etapas fenológicas y aspectos fisiológicos. Agrociencia No. 59 C.P. Chapingo, Mex.

METODOLOGIA DE DIAGNOSTICO PARA DETERMINAR EL USO DEL AGUA POR LOS CULTIVOS

Carlos Hernández Y. CENID-RASPA-INIFAP-SARH, Ap. Postal No. 41 Ciudad. Lerdo, Dgo., México.

RESUMEN

La agricultura de riego se caracteriza por ser una serie de actividades ligadas entre sí a través del agua de riego.

Cuando se habla de baja productividad del agua de riego, se entiende como la inversión de mucho recurso y la obtención de poco producto, el cual se presenta como un problema a resolver. Para establecer soluciones al anterior problema es necesario primero entender las diferentes relaciones que guardan tanto los factores técnicos como los sociales en el proceso integral del riego, para posteriormente trazar los mecanismos de solución pertinentes. Sin embargo, la cuantificación de los factores sociales, así como su importancia en el proceso del riego es de difícil cuantificación. Tomando en cuenta lo anterior, se desarrolló un trabajo de muestreo de uso del agua de riego en los distritos de riego 14, Río Colorado, Baja California, el 17, Región Lagunera, Coah. y Dgo., y el 25 Río Bravo, Tamps, bajo el objetivo de conocer y establecer una metodología de diagnóstico de las desviaciones del uso del agua en los cultivos de mayor importancia en cada región, utilizando el coeficiente de determinación parcial como criterio discriminante de variables. De acuerdo a los resultados obtenidos, se encontró que en los tres distritos de riego, el factor que más efecto tiene sobre la lámina de riego aplicada, es el factor social o nivel técnico sobre manejo del agua de riego que pueda tener el usuario, además de que tanto el este factor como el factor largo de riego tienen a ser de la misma magnitud en los tres casos, no importando que los tres distritos de riego representan tres entornos diferentes.

INTRODUCCION

La agricultura de riego se caracteriza por ser una serie de actividades ligadas entre si a través del agua de riego. Cuando se habla de baja productividad del agua de riego, se entiende como la inversión de mucho recurso y la obtención de poco producto, el cual se presenta como un problema a resolver. Para establecer soluciones al anterior problema es necesario primero entender las diferentes relaciones que guardan tanto los factores técnicos como los sociales en el proceso integral del riego, para posteriormente trazar los mecanismos de solución pertinentes. Sin embargo, la cuantificación de los factores sociales, así como su importancia en el proceso del riego es de difícil cuantificación. Tomando en cuenta lo anterior, el presente trabajo se desarrolló bajo el objetivo de conocer y establecer una metodología de diagnóstico de las desviaciones del uso del agua a nivel parcelario.

REVISION DE LITERATURA

El Riego Visto Como Sistema

Cuando se pretende conocer a un sistema de producción agrícola con el fin de hacerlo más eficiente este se debe conceptualizar a través de la relación entre la salida del sistema y el recurso limitante como entrada, Espeding (1979). En el caso de la agricultura de riego la relación deberá hacerse entre el producto comercial perseguido y la cantidad de agua invertida para su producción. El riego visto como sistema es mostrado por Hernández (1990), en donde se acordó con este autor, la inversión de agua a nivel parcelario no sólo depende de los factores primarios (suelo, planta, clima y hombre, sino que también de sus propias interacciones (Figura 1, Hernández, 1990). En esa misma figura se observa que el hombre a través de su poder de decisión es el único componente del sistema que interactúa con todo el resto de los componentes, mientras que el suelo y el clima sólo interactúan con la planta; así mismos como entre ellos mismos. En esta representación, la inversión de agua corresponde a la evapotranspiración del cultivo, como resultado de la interacción entre la planta clima y el hombre más otra cierta cantidad que se pierde en los procesos de aplicación y conducción resultado de la interacción suelo-clima-hombre, mayormente.

Evaluación de Sistemas de Riego

El primer paso para mejorar cualquier sistema de riego por superficie, es evaluar el funcionamiento hidráulico en predios individuales, tratando de identificar las variables que más afecten las eficiencias de uso de agua a nivel parcelario (Walker y Skogerboe 1987). Siguiendo este criterio Macías y Hernández (1980) Tavera (1982) y Hernández (1983) al trabajar en la Región Lagunera concluyeron que la rugosidad a través del grado de preparación del terreno tiene fuerte influencia sobre la lámina de riego aplicada, por consecuencia, sobre la eficiencia de aplicación; también estos mismos autores reportaron que además de la rugosidad, otros factores como el contenido de humedad al momento del riego, gasto unitario, pendiente y manejo del agua por parte del usuario, también tienen fuerte efecto sobre la misma variable. El nivel tecnológico de riego que tenga el usuario es de suma importancia en la inversión total de agua; Hulsman (1984) al evaluar 134 riegos en el Sureste de Nuevo México, E. U. A. encontró que los cultivos con un sistema radicular superficial generalmente son sobreirrigados, de tal manera que el usuario requiere de una mejor tecnología de riego que aquellos que siembran cultivos con un sistema radicular más profundo.

Por lo difícil que es cuantificar el aspecto social en el consenso de la irrigación se le ha dado poca importancia, en comparación con los elementos tanto físicos como biológicos. Utilizando un modelo de regresión múltiple, con transformación probabilística, Ferguson (1989), desarrolló una metodología para estimar la respuesta cualitativa (bien o mal regado) de un sistema de riego

a variables correspondientes al balance hidrológico. Otro método de análisis, que también puede ser usado en este tipo de investigaciones, sobre todo cuando se trata de discriminación de variables es el análisis multivariado a través de componentes principales (Kosaki et al. 1989).

EFICIENCIAS DE RIEGO EN ALGUNOS DISTRITOS DE RIEGO

La información aquí presentada proviene de trabajos de muestreo desarrollados en los distritos de riego 14 Mexicali, Baja California Norte, 17, Región Lagunera, Coah. y Dgo., 25 Río Bravo.

Características Climáticas

Con fines de referencia, en la Tabla 1, se muestra la evaporación y precipitación media mensual para los distritos de riego antes mencionados, donde se observa que en términos tanto de evaporación como de precipitación, los tres distritos de riego estadísticamente son diferentes ($\alpha = 0.05$). Con el fin de tomar una idea de las necesidades de riego en cada región, la última columna muestra la relación precipitación/evaporación en por ciento, donde se observa que en Río Colorado solo se recibe el 2 por ciento de la evaporación libre del agua mensual, mientras que en la Región Lagunera y Río Bravo se reciben 14 y 34 por ciento respectivamente; los dos valores registrados tanto en Río Colorado como en la Región Lagunera son pequeños en comparación con los que se presentan en Río Bravo, en donde se reciben 17 y 2.4 veces más respectivamente. De acuerdo con esta información también se puede mencionar que las necesidades de riego tanto en el distrito de riego 14 como en el 17 son prioritarias, no así en Río Bravo donde predomina la agricultura de temporal y de medio riego.

Tabla 1. Valores Medios Mensuales de Evaporación y Precipitación para los Distritos de Riego No 14, 17 y 25.

D. R.	Evaporación (mm)		Precipitación (mm)		P/eV (%)
	Media	Des. Est.	Media	Des. Est.	
14	184 c	83	3 a	3	2
17	186 b	50	23 b	23	14
25	151 a	59	55 c	34	34

Fuente: Características de los Distritos de Riego (1977).

* Valores con la misma letra son iguales entre sí ($\alpha = 0.05$).

Deficiencias de Riego

Distrito de Riego 14, Mexicali B. C. N.

Para esta región, la información proviene de muestreos desarrollados en trigo-cebada y algodónero. La Tabla 2 muestra las medias y desviaciones estandar para lámina de riego aplicada (cm), Lr, largo de riego (m), L, gasto unitario (lps/m), Qu y eficiencia de aplicación (X), Ea, donde se observa que no existe diferencia significativa ($\alpha = 0.05$) para ninguno de los valores mostrados en relación a un cultivo de invierno (trigo-cebada) y otro de primavera verano (algodónero). En esta región, aún cuando las practicas culturales del trigo y algodónero en forma general son muy diferentes, el manejo del agua prácticamente es el mismo; esto se refleja en los valores de Lr y Ea por ser las variables en donde esta implícito el factor social o nivel tecnológico del usuario respecto al manejo del agua. La aportación de las variables (lámina necesaria al riego, Ln, Qu y L) y sus interacciones (Ln*Qu, L*Ln y L*Qu) sobre la lámina de riego aplicada, Lr, fue determinada con el coeficiente de determinación parcial utilizando para ello solo la información de algodónero; de este análisis se encontró que todas estas variables solo explican el 34.2 por ciento de Lr, el cual se encuentra distribuido en 2.4 por ciento para las interacciones y 31.8 por ciento para los componentes aislados. De este último valor, 16.5, 10.4 y 4.9 por ciento corresponden a Ln, Qu y L. Los valores anteriores significan que entre mayores sean, mayor será Lr. El máximo valor explicativo de Ln es debido a que representa las necesidades de riego que se tiene al momento del riego. El 65.8 por ciento restante del total corresponde al efecto de infiltración, rugosidad del terreno sus interacciones y al factor hombre el cual no es cuantificable.

Tabla 2. Valores Medios y Desviaciones Estandar de Variables de Riego para el Distrito de Riego No 14.

Parámetro	Cultivo			
	Trigo-Cebada		Algodónero	
	Media	D. Est	Media	D. Est.
Lr	23.5 a	11.7	24.6 a	10.3
L	255 a	85	271 a	93
Qu	2.8 a	1.1	3.2 a	1.6
Ea	53 a	28	58 a	28

Distrito de riego No. 17 Región Lagunera, Coahuila y Durango

La información disponible para esta región corresponde al riego de presiembra del algodonoero, el cual, por la superficie que ocupa es el cultivo más importante. La Tabla 3 muestra la información básica para Largo, L, lámina de riego, Lr, gasto unitario, Qu, eficiencia de aplicación, Ea, rugosidad, n, e infiltración básica, Ib. Según la información captada, en el 26 por ciento de los lotes muestreados se aplicó una lámina de riego menor (altos valores de Ea) que la necesaria para llevar a capacidad de campo el perfil de suelo extrapolable por la raíz, que en este trabajo se consideraron 90 cm, mientras que en el 10 y 64 por ciento se regó según las necesidades y sobreirrigó (Ea s medias y bajas), respectivamente.

Esta variabilidad de resultados se debe a la conjunción de los componentes técnicos de la aplicación y a los de tipo de socioeconómico del usuario, las cuales inciden directa o indirectamente sobre la lámina de riego aplicada. Según la misma tabla, los factores que más explican la lámina de riego aplicada son los concernientes a los aspectos socio culturales del usuario y pequeños efectos de algunos componentes y sus interacciones denotadas por otros, 0, la interacción gasto unitario-infiltración básica, Qu-Ib, longitud, L y rugosidad del terreno (grado de preparación), n, con explicaciones parciales sobre la variable dependiente de 78.7, 10.9, 5.2 y 5.2 por ciento, respectivamente. No se detectó ningún efecto del contenido de humedad del suelo al momento del riego debido a que en el riego de presiembra esta variable prácticamente es constante.

Tabla 3. Estadísticas Básicas para el Distrito de Riego 17, Región Lagunera, Coahuila y Durango.

Parámetro	Media	D. Est.	Explicación (%)
Lr	23	7	
L	159	55	5.2
Qu	7.4	4.1	
Ea	72	22	
n			5.2
Qu*Ib			10.9
Otros			78.7

El hecho de que pocos componentes técnicos hayan tenido significancia se debe a la magnitud del efecto del componente socio cultural, pues de acuerdo a su valor, este llega a enmascarar en gran medida la acción del resto de los componentes; esto lo pone de manifiesto el hecho que se hayan detectado riegos sub y sobreaplicados.

Distrito de Riego 25, Río Bravo

Por carecer de información concerniente a eficiencias de riego provenientes de este distrito, no será considerada en su análisis. La Tabla 4 muestra la información básica de análisis proveniente del distrito de riego 25, Río Bravo.

En la misma tabla se observa que es en esta región donde se aplica la menor lámina, además de que el contenido de humedad en el suelo al momento del riego tiene poco valor explicativo sobre Lr; esto es debido a que se observaron altos valores de Ps (n = 24.1 y a = 9.6 %) además de altos niveles freáticos (u = 1.9 y a = 0.37 m) en la zona de muestreo.

Tabla 4. Información Básica de Análisis del Distrito de Riego 25, Río Bravo.

Parámetro	Media	D. Est.	Explicación (%)
Lr	12	5	
L	304	99	4.5
Qu	5.8	2.7	18.9
ps			2.7
ps*Qu			1.2
Otros			74.7

A manera de una discusión y comparación de resultados se presenta la Tabla 5, donde se muestra una comparación de medias para los principales variables usadas previamente.

Tabla 5. Comparación de Medias para las Variables de Evaluación en los Tres Distritos de Riego.

D. R.	Lr	Variable		
		L	Qu	Ea
14	24.6 a	255 a	2.9 a	53 a
17	22.6 a	159 b	7.8 b	72 b
25	11.8 b	304 c	5.8 c	

Valores con la misma letra son iguales entre si
($\alpha = 0.05$)

Aún cuando no existe diferencia significativa ($\alpha = 0.05$) para lámina de riego entre el distrito de riego 14 y el 17, si se observa diferencia para eficiencia de aplicación; esto es debido a una mayor longitud de riego y bajo gasto unitario en Mexicali en comparación con la Región Lagunera en donde se presentan valores menores y mayores para las mismas variables respectivamente, además de que en el distrito de riego 14, la evaluación de los lotes se efectuó indistintamente a través del ciclo vegetativo, mientras que en la Región Lagunera la evaluación corresponde únicamente al riego de presiembra del algodónero, caracterizado por un contenido de humedad al riego poco variable. En el caso del distrito de riego 25, a pesar de que se tiene una longitud de riego mayor y gastos unitarios medios, la lámina de riego aplicada promedio es pequeña, debido al alto nivel freático y contenido de humedad presente al momento del riego.

Al comparar los valores explicativos parciales para otros, O, y largo de riego, L, en los tres casos, su valor es aproximadamente el mismo, lo que lleva a pensar que en términos de sistema, estas variables tiene el mismo peso en cualquier lugar, sin importar las características climáticas o de estructura disponible que se posea en la zona por analizar.

CONCLUSIONES

Como conclusiones al análisis hecho a esta información se pueden asentar las siguientes:

1. El análisis de regresión múltiple a través del coeficiente de determinación parcial puede ser una herramienta de utilidad para discriminar variables y así encontrar aquellas que más expliquen la variable dependiente en un sistema de comportamiento mutuo, sobre todo cuando se trata de cuantificar el factor social.

2. Por el alto valor que representa el factor "otros" sobre la lámina de riego, se deben implementar acciones tendientes a concientizar al usuario sobre un buen uso del agua de riego viéndolo como un recurso de limitada renovación.

El peso que pueda tener tanto lo largo de riego como el factor social en cada región respecto a lámina de riego aplicada tiende a ser el mismo.

RECONOCIMIENTOS

El autor de este trabajo hace extensivos sus agradecimientos a las autoridades (1982-1985) de los distritos de riego 14 y 25 por facilitar la información para su análisis.

REFERENCIAS

- Dirección General de Distritos y Unidades de Riego, Características de los Distritos de Riego, Subsecretaría de Agricultura y Operación, SARH, México, (1977) .
- Ferguson, C. A. (1989), Modeling Water Utilization in Large-scale Irrigation Systems: A Qualitative Response Approach, Water Resources Bulletin, vol 25(6): 1199- 1204 .
- Hernández, Y. C . (1983), Evaluación del Riego de Presiembra del Algodonero en la Comarca Lagunera, Informe de Investigación, CENAMAR-SARH.
- Hernández, Y. C. (1990) Modelos de Uso del Agua de Riego a Nivel Parcelario para Ballico Anual y Algodonero en la Región Lagunera, Folleto Técnico, No 3. CENID-RASPA, INIFAP, SARH.
- Hulsman, R. B. (1984), Closed Border Irrigation. Evaluation, Agricultural Water Management, 9(3): 139-148.
- Kosaki, T., Wasano, R. y Jou, A. S. R. (1989), Multivariate Statistical Analysis of Yield-Determining Factors, Soil Sci. Plant Nutr., 35(4) : 597-607/ Macías, R. H. y C. Hernández Y. (1980), Evaluación del Riego bajo Diferentes Grados de Preparación del Terreno en el Cultivo del Algodonero, Memorias del XV Cong. Nal. de la S. M. C. S., San Luis Potosí, México.
- Speding, C. R. W., Ecología de los Sistemas Agrícolas, Trad. de Juan M. F., España, Ed. H. Blume, Madrid, (1979)
- Tavera, y S. G. G. (1982), Relación Labranza-Humedad del Suelo en Ballico Anual (Lolium Multilorum) Informe de Investigación, CENAMAR-SARH.
- Walker, R. W. y Gaylord, V. Skogerboe. Surface Irrigation. Theory and Practice, New Jersey, Prentice-Hall, Inc. (1987).

EVALUACION DE LOS METODOS DE RIEGO: POR PULSACIONES Y TRADICIONAL EN FUNCION DE LA EFICIENCIA DE RIEGO Y LA PRODUCTIVIDAD DEL AGUA EN EL CULTIVO DEL FRIJOL (*Phaseolus vulgaris*) EN LA COMARCA LAGUNERA.

Rafael Figueroa Viramontes, Facultad de Agricultura y Zootecnia de la Universidad Juárez del Estado de Durango, Venecia, Dgo. México.

RESUMEN.

El problema del déficit de agua en México se agrava conforme pasa el tiempo. Hasta 1986 existían alrededor de 73 (setenta y tres) acuíferos sobreexplotados, y solamente en 16 (diez y seis) de ellos se extraía el 62% del volumen total extraído en esta fuente de abastecimiento (DGAUA-SARH 1989). La Comarca Lagunera, la cual comprende parte de los Estados de Coahuila y Durango, es una de las regiones agropecuarias más importantes en México. A esta actividad se destina el 88 % del agua proveniente del acuífero subterráneo, por lo que las actividades encaminadas a la búsqueda de tecnologías que permitan disminuir las pérdidas de agua deben intensificarse en este tipo de uso. Al respecto, la eficiencia de riego a nivel parcelario, en promedio, apenas llega al 58 % (Flores 1989). Debido a esto, se realizó un trabajo de investigación, cuyo objetivo principal fue el de determinar si el método superficial por pulsaciones permite lograr una mayor eficiencia de riego en comparación con el utilizado tradicionalmente (flujo continuo). En forma general, el riego por pulsaciones fue mejor en cuanto a tiempo de avance del agua, eficiencia de riego y productividad del agua.

INTRODUCCION.

Debido a la problemática que existe en varias regiones del país, principalmente en el norte, en cuanto al déficit de agua para diferentes usos: como agrícola, pecuario, industrial y doméstico, se hace necesario la ejecución de prácticas tendientes a hacer un mejor uso de este preciado líquido.

La Comarca Lagunera, localizada al noreste de México y que comprende parte de los estados de Coahuila y Durango, está considerada como una de las regiones más importantes en las áreas agrícola y pecuaria. Debido a esto, aproximadamente el 88 % de agua que se extrae del acuífero subterráneo se destina para riego. Sin embargo esta práctica no se lleva a cabo con un buen nivel de eficiencia por lo que se tienen pérdidas de aproximadamente el 42 % del agua que llega a la parcela (Flores 1989). Aunado a lo anterior se tiene el gran número de pozos profundos, que es de 2,526, cuya extracción anual es de 1' 200 millones de m³ y que equivale a un 200 % más del volumen que se recarga. Como resultado de lo mencionado anteriormente se tienen varios problemas entre lo que destacan el aumento en los costos de extracción de agua y la contaminación del acuífero subterráneo provocado por el abatimiento del acuífero.

Por otra parte, el riego por pulsaciones es un método de aplicación de agua que ha generado buenos resultados en algunas regiones de Estados Unidos. Sin embargo, debido a lo joven de dicha técnica, es necesario experimentar con algunos de sus componentes, como lo es el número de pulsaciones, ya que hipotéticamente, la eficiencia de riego debe aumentar con este parámetro.

OBJETIVO.

Determinar el número de pulsaciones que permita las mayores eficiencias de riego y productividad del agua.

METAS.

Contribuir a disminuir la tasa de abatimiento del acuífero subterráneo y por ende, los problemas que este fenómeno ocasiona.

Aumentar la productividad del agua en riego superficial.

CARACTERISTICAS DEL RIEGO POR PULSACIONES.

El concepto de flujo por pulsos evolucionó de investigaciones en Utah State University durante la década de 1970, pero permaneció inactivo hasta 1983. La primera válvula de pulsos y el primer regulador tipo comercial fueron fabricados en Nebraska, E.U.A. (Lindemann 1986).

Hidráulica del riego Por Pulsaciones.

Coolidge et al (1982) menciona que el avance más rápido en riego intermitente posiblemente se debe al fenómeno de sellado de la superficie del suelo cuyas Partículas se reorientan formando una placa lo cual incide negativamente en la infiltración. Otra razón es la mejoría que presentan la rugosidad y sección transversal del surco con el paso de las intermitencias.

Blair (1986) y Lindemann (1988) Afirman que la arcilla contribuye al sellado del suelo ya que en la primera aplicación comienza a hincharse, continuando este proceso en el tiempo de recesión. Otra razón puede ser las burbujas de aire que quedan atrapadas en el interior del suelo debido a la atracción capilar entre el suelo y agua; esto ocurre cuando el pulso recede.

Resultados de investigación.

Hasta la fecha se han publicado en México y Estados Unidos aproximadamente 85 investigaciones enfocadas al estudio del riego intermitente, las cuales se han enfocado a determinar su comportamiento a partir de pruebas de campo, hasta la simulación a través de modelos que consideran

diferentes aspectos como la geometría y la rugosidad de los surcos, residuos de cosecha, etc. (Luna 1990). Avance del agua e infiltración.

En cuanto al avance del agua (Espejel, Goldhamer, Amador 1987; Vega, Figueroa 1988; Luna 1989) coinciden en que es favorecido con el riego por pulsaciones. Figueroa (1990) y Amador (1987) afirman que el efecto del riego intermitente es más notable si se analiza el primer tramo de terreno considerado. Espejel (1987) determinó que el principal efecto de esta técnica de riego es la reducción de la velocidad de infiltración.

Eficiencia de riego.

Las eficiencias de aplicación y distribución son mayores en riego intermitente, alcanzando valores que oscilan entre 80 y 87 % (Figueroa 1989); y 80 a 95 % (Espejel 1987). Luna (1990) concluye que independientemente de la longitud, gasto y textura del suelo, el riego intermitente incrementa ligeramente la uniformidad de distribución de la lámina aplicada, y en el caso de la eficiencia de aplicación, su nivel está en función de la longitud de riego, y es mayor en el método intermitente cuando este parámetro oscila entre los 400 m. Vega (1988) no encontró diferencia en los dos tipos de eficiencia de riego con respecto a la aplicación continua. Goldhamer (1987) afirma que el riego intermitente parece ser una alternativa a corto tiempo para disminuir el volumen drenado en California. Lo mismo opinan Bishop y Walker (1980) después de realizar una serie de experimentos en la estación experimental de la Universidad de Utah, Logan.

El riego intermitente y el rendimiento del cultivo.

El riego intermitente no mejora el rendimiento del cultivo (Goldhamer 1987; Luna 1989). En el cultivo del algodón, Figueroa (1988) encontró un mejor desarrollo y rendimiento en los tratamientos de pulsaciones.

Necesidades de investigación.

Bishop y Walker (1980) opinan que son necesarios muchos estudios adicionales para establecer el criterio de diseño, ancho y largo del surco, tamaño del flujo y otras condiciones del riego por superficie; además es necesario el trabajo teórico acerca de la geometría dinámica de la intermitencia y la relación de infiltración y avance. Goldhamer (1987) menciona que es necesario investigar en lo que se refiere al tamaño de los ciclos y al número de pulsaciones. Espejel (1987) recomienda investigar acerca del tiempo del ciclo en diferentes condiciones de campo (suelo y cultivo).

CARACTERISTICAS DEL EXPERIMENTO.

Descripción del sitio experimental.

El experimento se llevó a cabo en el ejido "Fresno del Norte" Municipio de Francisco I. Madero, Coahuila, México, el cual se localiza entre los paralelos 2430' y 2700' longitud oeste del meridiano de Greenwich. El clima según Thorntwaite es árido, con una lluvia escasa en todas las estaciones del año, con una media anual de 214 mm. La temperatura promedio es de 20.7 C y la evaporación es de 2,120 mm anuales en promedio. La altura sobre el nivel del mar es de 1,110 m.

El suelo es de textura franco sin problemas de salinidad. La pendiente del terreno en el sentido de los surcos varió entre 0.05 y 0.08%.

Tratamientos a investigar.

Se partió de la hipótesis de que la eficiencia de riego, cuando se utiliza el método por pulsaciones aumenta con el número de intermitencias, por lo que los tratamientos con que se experimentó, consistieron en dos números de pulsaciones: 3 y 5, los cuales se compararon con el flujo continuo.

El número de repeticiones fue de tres, las cuales se promediaron para analizar la información de los diferentes parámetros de respuesta considerados. La simbología utilizada para identificar los tratamientos fue la siguiente:

P1 = Riego continuo

P = 3 pulsaciones

P5 = 5 pulsaciones

El riego se manejó en base al calendario sugerido para el cultivo de frijol en la Región Lagunera, el cual consiste en un riego de presiembra de 18 cm. de lámina y 3 riegos de auxilio de 12 cm. El agua se aplicó con sifones calibrados de 0.076 m. de diámetro, y se utilizó un gasto hidráulico de 5 lt./s. En cada surco, los cuales median 230 m. de longitud.

Con el fin de facilitar la operación del riego intermitente se estandarizaron los tiempos "muertos", igualándolos con los tiempos de avance por pulsación.

Parámetros medidos.

Con el fin de tener un panorama lo más amplio posible acerca de el efecto del riego por pulsaciones en cuanto a distribución del agua en el suelo y su efecto sobre el rendimiento del cultivo y la productividad del agua se cuantificaron los siguientes parámetros.

Se registró cada 20 m. En el caso del riego por pulsaciones, el agua se midió en un mismo tramo, varias veces, dependiendo del tratamiento aplicado. Esto permitió hacer un análisis acerca del comportamiento de la velocidad del agua, en función del número de orden de la pulsación aplicada.

Eficiencia de riego.

Se determinó a partir de los muestreos de humedad en el suelo, los cuales se efectuaron en cinco puntos equidistantes a lo largo de la cama de siembra, en dos estratos: 0-30 y 30-60 cm. Se calcularon dos tipos de eficiencia de riego: de distribución y de aplicación. Para este último se utilizó la siguiente ecuación (Thorne 1987).

$$E_a = \frac{L_r}{L_a} \times 100 \quad (1)$$

Donde:

E_a = Eficiencia de aplicación (%)
 L_r = Lámina requerida por el cultivo (cm)
 L_a = Lámina promedio aplicada (cm)

La eficiencia de distribución se calculó con la siguiente ecuación (Martínez 1980).

$$E_d = \left[1 - \frac{S(L_i - \bar{L}_a)}{L_a n} \right] \times 100 \quad (2)$$

Donde:

E_d = Eficiencia de distribución (%)
 S = Sumatoria
 L_i = Lámina aplicada en el punto "i" (cm)
 \bar{L}_a = Lámina media aplicada (cm)
 n = Número de datos

Productividad del agua.

Este parámetro indica con que tratamiento se logra el mayor rendimiento por unidad de agua aplicada.

$$Pr = \frac{R}{v} \quad (3)$$

Donde:

R = Rendimiento del cultivo (ton/ha)
 v = volumen de agua unitario (m^3/ha).

RESULTADOS.

Avance del agua.

Se promediaron los resultados obtenidos en los tres riegos. El tiempo de avance disminuyó al aumentar el número de pulsaciones. Considerando el tiempo efectivo de aplicación, el tratamiento de 5 intermitencias recorrió el total de la longitud en 5 minutos menos que el método tradicional, lo cual equivale a ahorrar una lámina de 1.2 cm. en cada riego, esto a su vez representa aproximadamente el 10% de la lámina total aplicada. En el caso de las 3 pulsaciones, el ahorro de agua equivale al 60% del ocurrido en el de 5 aplicaciones.

La velocidad del agua en un mismo tramo aumentó considerablemente con el número de pulsaciones. En 5 intermitencias fue 3.6 veces mayor con respecto a la primera aplicación, mientras que en 3 pulsaciones la diferencia fue de 1.5 veces. Esto confirma, en parte, la teoría que trata de explicar el funcionamiento de este método de riego, que sustenta, que al aumentar el contenido de humedad en el suelo, la velocidad de infiltración disminuye, por lo que conforme aumenta el número de aplicaciones en un mismo tramo, el agua "pierde" menos tiempo en infiltrarse, por lo que la velocidad del agua se incrementa. En la figura 1 se presenta el comportamiento del avance del agua en la longitud de riego. Así mismo, en la figura 2 se muestra la dinámica del tiempo de avance en un mismo tramo al aumentar el número de pulsaciones.

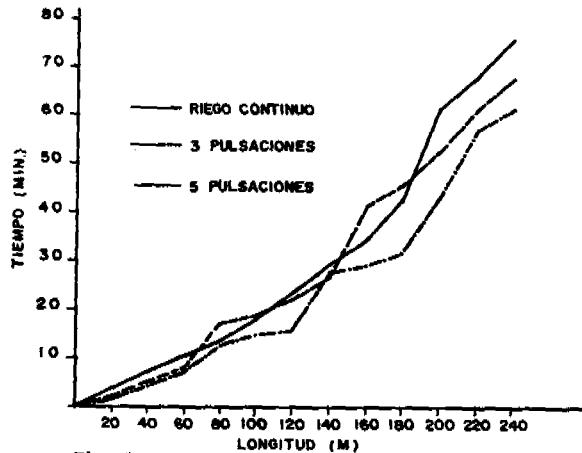


Fig. 1. Comportamiento del avance del agua sobre el terreno en riego continuo y por pulsaciones.

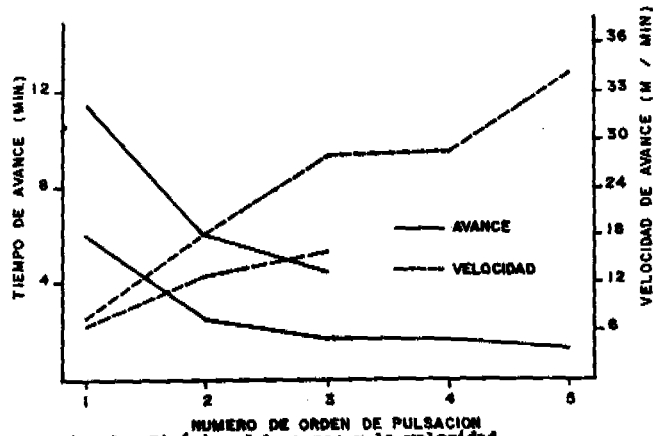


Fig. 2. Dinámica del avance y la velocidad del agua sobre el terreno a través de las pulsaciones.

Eficiencia de riego.

Eficiencia de aplicación.

Se reflejó el efecto del tiempo de avance, ya que las mayores eficiencias correspondieron a los tratamientos con pulsaciones, en donde se alcanzaron valores de 80.89% y 82.81% para los tratamientos de 3 y 5 pulsaciones, respectivamente. Considerando el valor promedio a nivel regional, estos resultados se consideran relevantes.

Eficiencia de distribución.

La uniformidad del agua a lo largo del perfil del suelo se vio favorecida con el riego por pulsaciones, en el cual se alcanzaron las mayores eficiencias de distribución. El tratamiento de 3 intermitencias generó el valor más alto y fue de 78.47%, el cual superó por 5 y 3.5 unidades porcentuales al método tradicional y al de 5 aplicaciones, respectivamente. En el cuadro No. 1 se concentran los resultados para los dos tipos de eficiencia evaluadas.

Cuadro 1. Eficiencia de aplicación (E_a) y distribución (E_d) del agua en el suelo en riego continuo y por pulsaciones.

Tratamiento	E_a (%)	E_d (%)
Riego continuo	77.37	73.48
3 pulsaciones	80.89	78.47
5 pulsaciones	82.81	75.02

El efecto de las mayores eficiencias de riego en el método por pulsaciones se reflejó en el rendimiento del cultivo, el cual aumentó con el número de pulsaciones, resultando más alto que el riego tradicional en un 36 y 47 % en IQS tratamientos de 3 y 5 pulsaciones, respectivamente. Estas diferencias son altamente significativas, económicamente hablando, y dada la importancia de este aspecto, es recomendable repetir el experimento, para reforzar la validez de los resultados.

Combinando los volúmenes y rendimientos unitarios, resultan niveles de productividad del agua más altos en el riego intermitente. Esto es importante si se considera que se debe de generar tecnología que permita maximizar el producto obtenido por unidad de insumo o recurso utilizado. En el cuadro No. 2 se presentan los valores de rendimiento del cultivo y productividad del agua tanto para el riego tradicional como para el de pulsaciones.

Cuadro 2. Volumen de agua aplicado, rendimiento del cultivo y productividad del agua en frijol en riego continuo y por pulsaciones.

Parámetro	Volumen (mm ³ /ha)	Rendimiento (Ton/ha)	Productividad (Ton/mm ³)
Riego continuo	1.554	0.993	0.639
3 pulsaciones	1.493	1.353	0.906
5 pulsaciones	1.448	1.462	1.01

CONCLUSIONES.

El tiempo efectivo de riego en la etapa de avance es menor en riego por pulsaciones lo cual permite ahorrar, en este caso, aproximadamente un 10% de agua.

La eficiencia de distribución y aplicación de agua son mayores en riego por pulsaciones, aunque no en forma muy marcada.

La velocidad del agua en un mismo tramo aumenta notablemente con el paso de las pulsaciones.

En este experimento el rendimiento del cultivo aumentó significativamente con el número de pulsaciones. Debido a que esto no coincide con las investigaciones hechas anteriormente, es recomendable repetir el experimento bajo las mismas condiciones para despejar este tipo de dudas.

Debido a la combinación de resultados de volumen de agua aplicado y rendimiento del cultivo, la productividad del agua es mayor en riego por pulsaciones.

REFERENCIAS.

- Amador, M.A. (1987). Comparación del método de Pulsaciones con el tradicional utilizando dos ciclos de riego y dos gastos. PRONAPA - SARH. Gómez Palacio, Dgo., México.
- Bishop, A.A. y Walker, W.R. (1980). Furrow advances rates under surge flow systems. Journal of the irrigation and drainage division 107 (IR 3).
- Blair, A.W. (1986). Surge flow irrigation infiltration. University of Texas. E.U.A.
- Espejel, M.A. (1987). Análisis y evaluación del riego Por descargas intermitentes. Tesis profesional. UACH. Chapingo, Edo. de Mexico.
- Figueroa, V.R. (1989). Evaluación de los métodos de riego por pulsaciones y tradicional en función de la eficiencia de riego y el rendimiento en el cultivo de algodónero (*Gossypium hirsutum*). XXII Congreso Nacional de la Ciencia del Suelo Montecillos, Edo. de México.
- Flores, L. L.F. (1989). Avance en tecnología de riego. Seminario Internacional sobre tecnificación del riego y uso racional de la energía. FIRA-SARH-CFE-OPACL. Torreón, Coah., México.
- Goldhamer, A.D., Alemi, H.M. y Phene, C.R. (1987). Surge VS. continuous flow irrigation. California Agriculture. Vol. 41 numbers 9 and 10.
- Lindemann, R.E. (1986). Surge flow irrigation field guide. 1986. SCS- USDA. E.U.A.
- Luna, D.E. (1990). Modernización del riego superficial: el riego intermitente. Memorias del Seminario: Aprovechamiento del agua y los fertilizantes en las regiones áridas de México. XXI Congreso Nacional de la Ciencia del Suelo. Torreón, Coah., México.
- Luna, D.E. y Villa, C.M. (1989). Riego intermitente en melgas. Informe de investigación. CENID-RASPA-SARH. México.
- Martínez, E.R. (1980). Metodologías para diseño de riego en surcos con reducción del abasto. Tesis de Maestría. CP, Montecillos, Edo. de México.
- Thorne, D.W. (1978). Técnica del riego. Editorial C.E.C.S.A. México, D.F.
- Vega, S.F. (1988). Evaluación del riego con flujo intermitente. Informe de investigación. CENID-RASPA-SARH. México.

PERFORMANCE EVALUATION OF IRRIGATION CONVEYANCE SYSTEMS
USING DYNAMIC SIMULATION MODELS

Manz, David H., Department of Civil Engineering
University of Calgary, 2500 University Drive N.W.
Calgary, Alberta, T2N 1N4, CANADA, (403) 220-5503

ABSTRACT

The sustainability of irrigation projects, which use extensive open channel conveyance systems to distribute water, depends to a great extent on the ability of the system to economically satisfy farm water needs and to ensure maximum utilization of water commanded for irrigation purposes. The delivery of water from supply to farm normally incurs a significant proportion of project costs in terms of real currency, (i.e. actual costs), lost water resources, (i.e. water diverted but not used for crop production or other beneficial uses), land taken out of production, (eg. due to system right-of-way requirements and waterlogging and salinization), and suboptimal farm productivity, (i.e. due to inadequate farm water delivery). Each of these costs are a complex function of conveyance system design, method of operation, management practice, and maintenance programs. The relative significance of system costs is determined using appropriate performance evaluation criteria. Assessment of project sustainability requires that performance be measured or reliably estimated by engineers, agronomists, economists, bankers, governments, farmers and other professionals and stakeholders.

For assessments to be useful, costs used in performance evaluation need to be related to the specific physical and operational characteristics of the conveyance system being evaluated. Historically, conveyance system performance evaluation has been seriously inhibited by the lack of data. Even if existing systems were monitored to the required extent, the impacts of proposed changes to design, operations, etc. could have only been surmised. These difficulties may be overcome using recent developments in dynamic simulation of irrigation conveyance system hydraulics, operation and hydrologic environment. Unlike water balance models, dynamic simulation models provide the opportunity to relate specific system characteristics to actual costs and selected performance evaluation criteria. The impact of irrigation water distribution system design, management, operations and maintenance on the sustainability of existing or proposed irrigation projects may now be readily assessed.

INTRODUCTION

The sustainability of irrigation agriculture continues to be a priority issue in both developed and developing countries, World Bank/UNDP (1990). Sustained development of irrigation agriculture is limited by shortages of suitable water supply and irrigable land. It is recognized however that opportunities may be available for substantial increases in agricultural output using existing water supply and project infrastructure through improvements in project management, (including operations), modernization of project infrastructure, better maintenance and improved on-farm agriculture practises. Coincidentally, the viability of irrigation projects, from the economic or environmental perspectives, depend on the same factors. Irrigation projects once developed should be expected to maintain agricultural productivity without significant subsidization over the long term. The achievement of such a status is also known as sustainable development.

Most major irrigation projects worldwide employ extensive open channel conveyance systems to distribute available water supply to farmers. The conveyance systems, associated drainage systems and the engineering works used to command the water to be used for irrigation constitute the system infrastructure. The sustainability of irrigation projects of this type depends to a great extent on the ability of the conveyance system to economically satisfy farm water needs and to ensure maximum utilization of water commanded for irrigation purposes.

The delivery of water from supply to farm normally incurs a significant proportion of project costs in terms of real currency, lost water resources, land taken out of production and suboptimal farm productivity. Each of these costs are a complex function of conveyance system design, method of operation, management practice and maintenance programs. The relative significance of the various costs is determined using appropriate performance evaluation criteria. Assessment of project sustainability requires that performance be measured or reliably estimated by engineers, agronomists, economists, bankers, governments, farmers and other professionals and stakeholders.

For performance evaluation assessments to be useful, costs used in performance evaluation need to be related to the specific physical and operational characteristics of the conveyance system being evaluated. Historically, conveyance system performance evaluation has been seriously limited by lack of data. Even if existing systems were monitored to the required extent, the impacts of proposed changes to design, operations, etc. could only be surmised. These difficulties may be overcome using recent developments in dynamic simulation of irrigation conveyance system hydraulics, operation and hydrologic environment.

PERFORMANCE EVALUATION

Numerous criteria have been developed, (and will continue to be developed), with which the performance of irrigation conveyance systems,

existing or proposed, may be evaluated. The types of data which would be useful for such evaluations include:

- rate and volume of water diverted into the conveyance system for irrigation purposes or other beneficial uses,
- rate and volume of farm water requirements,
- rate and volume of water supplied to farmers and other users,
- rate and volume of water unused and spilled from conveyance system,
- rate and volume of seepage,
- rate and volume of uncontrolled runoff into conveyance system,
- rate and volume of flows diverted into subsystems of conveyance systems,
- variation of channel and reservoir storage,
- depth of flow along conveyance system,
- depth of storage reservoirs,
- frequency of control structure adjustment,
- magnitude of control structure adjustment,
- location of control structures adjusted,
- capital costs,
- management costs,
- operation costs, and
- maintenance costs.

It is obvious that the availability of such data would permit very thorough and useful evaluations of existing irrigation conveyance systems from the engineering, agronomic, management and conservation perspectives. It is equally obvious that for most conveyance systems much of this data is never collected; and, what data is collected, is often unreliable or unavailable for use, (eg. farm water deliveries and operation costs). The performance of new, rehabilitated, or maintained conveyance systems may be forecasted if the physical, operational and hydrologic characteristics of the system can be related to at least a fraction of the data listed.

Selection and implementation of one of the several options typically advanced during the conveyance system design or rehabilitation phase is usually made on the basis of vaguely defined performance expectations and well defined cost estimates. Relationships between operational technique, (manual and automatic), and costs to service provided are usually unknown unless the proposed project replicates one of known performance or the relationships are simple.

Arguments can be made that entire conveyance systems may be lumped, classified and evaluated using relatively gross estimates of inflows, outflows, capital and management costs and farm productivity. Though such analysis are possible, the results can be expected to provide very little new information and serve only to emphasize the obvious. Few if any useful incites would be gained into the relationships between conveyance system physical, operational and hydrologic characteristics and performance. Further, it is very unlikely that gross classification of irrigation conveyance systems is practically possible since conveyance systems, the farm water demands they serve and the hydrologic environment they are operated within are very diverse, Manz (1990).

Recent developments in the dynamic simulation of irrigation conveyance system hydraulics, operations and hydrologic environment, such as described in Manz (1991), provide the opportunity to relate specific system performance to system physical and operational characteristics. Since the costs of different types of physical appurtenances and operational techniques are usually known, the costs of conveying water to farmers and the performance of specific conveyance system designs may be estimated. Conditions and criteria with which the performance of the conveyance systems are to be evaluated may be specified by engineers, agronomists etc. as required. Existing or proposed systems may be evaluated.

Costs considered in the performance evaluation of conveyance systems may be measured in terms of monetary value, lost or wasted water resources, land taken out of production and suboptimal farm productivity. Monetary costs may be attributable to capital investment, management, operations and maintenance. Water lost or wasted is diverted and not used for crop production or other beneficial uses. It must also be managed using specially designed drainage systems. Water lost due to seepage from the conveyance systems may result in waterlogging and/or salinization of adjacent land and may also require specially designed drainage systems. Farm water deliveries, inadequate in terms of rate, duration, frequency or timeliness may result in suboptimal agricultural production. Dynamic simulation of irrigation conveyance systems can assist significantly in the estimation of all of the costs; or put another way, the costs cannot likely be estimated with any degree of certainty without the use of dynamic simulation techniques.

DESCRIPTION OF DYNAMIC SIMULATION MODELS

General Description

Dynamic simulation models simulate the hydraulics, operation and hydrology of irrigation conveyance systems as they vary with time in response to changing flows into and out of the system and varying internal and external boundary conditions. Ideally, these models can:

1. Consider and/or simulate all controlled and uncontrolled flows within, to and from the system while considering the full range of variation of system physical, operational and hydrologic characteristics using normally accepted hydraulic engineering, irrigation engineering and hydrologic techniques.
2. Simulate relevant field conditions.
3. Use verifiable mathematical theories and methods.
4. Perform all calculations using numerically conservative techniques.
5. Input all relevant information in a form convenient for intended user.
6. Output all relevant information in a form convenient for intended user.
7. Use a minimum of computer resources while being convenient to use.

Models fitting this criteria do exist and have been applied, Manz (1991) and Manz and Schaalje (1991).

Comparison to Steady Flow Models

Steady flow models allow prediction of the hydraulics of open channel systems while assuming all factors which affect the flow conditions have not changed for a period of time sufficient to allow the flow conditions within the channel system to remain constant; that is, sufficient time to achieve steady flow conditions. Dynamic simulation models allow prediction of the hydraulics of open channel systems as they vary with time; that is, under unsteady flow conditions. Therefore, except for very specific design conditions, steady flow models cannot be used to evaluate the hydraulics and operations of open channel systems which are frequently operated or experience unsteady inflows or outflows.

Comparison to Water Balance Model

Water balance models allow prediction of changes in flows through open channel systems in the same manner as methods used to predict changes in flows through pipeline systems. To account for the fact that flow changes in open channel systems require significant time periods to move through the system, the concept of travel time is introduced. Travel time is the time required for flow rate changes to progress along a channel. Flow rates may be predicted at predetermined locations within the channel system. Except for travel time, constraints on flow rates used to account for limits on channel flow capacity and limits on storage reservoir capacity, water balance models cannot account for the hydraulic and operational characteristics of conveyance systems.

Dynamic simulation models are capable of predicting the hydraulics of flow at any point within the open channel system as a function of system physical and operational characteristics. Dynamic simulation models may be used to predict channel capacities and travel times used in water balance models.

Water balance models typically require substantially less computer resources than dynamic simulation models but are very difficult to calibrate and can only provide coarse estimates of system hydraulics.

Comparison to Water Allocation Models

Water allocation models may be used to allocate available water supplies using open channel conveyance systems and storage facilities according to decision assisting algorithms usually based on some form of optimization technique. Water allocation models only predict desired flow conditions after operations have been completed. They do not provide any information as to how the conveyance system needs to be operated to achieve these endpoints. However, water balance models may be used to predict desired flow rates throughout the conveyance system once allocations have been made and all operations have been completed. Steady state models may be used to predict control structure adjustments once steady flow conditions have been achieved and appropriate water allocations have been made. But, only dynamic simulation models can be used to predict and evaluate the sequence and timing of operations which must be made to achieve the allocations if they are achievable at all. It is important to note that dynamic simulation models not specifically

designed to simulate irrigation conveyance system operations are usually not easily modified to perform the necessary functions.

Comparison to River System Models

Most dynamic simulation models of irrigation conveyance systems differ substantially from those which simulate river systems. A few of the important differences are as follows:

1. Irrigation models normally only consider prismatic channels.
2. Irrigation models do not consider natural channel features such as floodplains, islands and braided channel systems.
3. Junctions of open channels in irrigation networks are usually associated with well defined hydraulic control structures unlike natural river networks where junctions are essentially uncontrolled.
4. Irrigation models frequently need to consider distributed lateral inflows and outflows such as seepage and direct capture of precipitation. Some river models can also consider lateral inflows such as baseflow and overland flow which may also be considered by irrigation models.
5. Irrigation models must include the ability to simulate a wide variety of manually and automatically operated hydraulic control structures commonly found in irrigation systems but infrequently if ever found in river systems.
6. Irrigation models may interact with the user in a manner not unlike that of a flight simulator. This capability is frequently required as irrigation open channel systems may be intensively operated and require substantial operator participation.
7. Irrigation models frequently provide interactive performance evaluation capabilities not required by river system models.

VERIFICATION AND CALIBRATION OF DYNAMIC SIMULATION MODELS

Verification infers the evaluation of the mathematical relations used by the model to describe relevant hydraulic and operational processes, (including methods used to manipulate and/or solve the equations), by comparing model results to observed results obtained from adequately controlled experimental programs. In the verification process, parameters needed to characterize the model hydraulics and operations are specified and model output is compared to experimental observations. If the mathematical relations used by the model have been verified, calibration of the model is possible. Calibration is the reverse of the verification process. Control parameters are determined by repeated comparison of model output to observed field conditions, perhaps using some form of optimization technique. Criteria used to assess model verification and calibration may have a similar form; however, that used for model verification may be more stringent because of the better data that is usually used.

Dynamic models simulate two basic types of hydraulic features, the open channel components and the hydraulic control structures. Dynamic models which employ complete forms of the St. Venant Equations using verified numerical solution techniques can also be expected to exhibit verifiable

unsteady channel routing characteristics. The quality of the simulations of the hydraulics of the control structures can only be as good as the theory or information available on the structure hydraulic characteristics and included in the model.

Models which employ the complete form of the St. Venant Equations solved using verified numerical solution techniques and the best available information on hydraulic control structures can be expected to provide results as good and likely better than any other modelling approach or method of analysis. It is worth noting that the equations used in the steady state models are a simplified form of the St. Venant Equations and water balance models do not consider system hydraulics at all.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

Managers, planners and engineers responsible for the design, rehabilitation, operation and maintenance of irrigation conveyance systems relate directly to the physical, operational and hydrologic characteristics of the systems they are responsible for. The performance of these systems can only be improved through changes in the actual physical and operational characteristics of the system under question. Performance information which considers the conveyance system in its entirety is usually not useful to those given the task of improving performance. The relationships between actual conveyance system physical, operational and hydrologic characteristics and performance must be known. The only effective methods available to determine these relationships are field observation programs and dynamic simulation modelling. Field observation programs are very expensive and can only consider existing systems. Dynamic simulation models of irrigation conveyance systems promise to provide opportunities to:

1. Minimize water losses from conveyance systems,
2. minimize capital and rehabilitation costs,
3. minimize management and operational costs,
4. minimize maintenance costs,
5. allow additional land to be irrigated by maximizing the use of existing infrastructure capacity,
6. improve safety of conveyance system operations,
7. evaluate and develop improved methods of control, (manual, automatic or system),
8. speed planning and design processes,
9. increase agriculture productivity by improving water delivery service to farmers,
10. improve staff training opportunities concerning irrigation conveyance system function and operation.

Dynamic simulation models of irrigation conveyance systems, with the capabilities described, exist and continue to be developed worldwide.

LITERATURE CITED

1. Manz, D. H., 1990. Systems analysis of irrigation conveyance systems. Proceedings of International Symposium on Water Resource Systems, Dept. of Civil Engineering, University of Manitoba, Winnipeg, Canada, June, 1990, pp.388-400.
2. Manz, D. H., 1991. Eastern Irrigation District water delivery management/operation improvement project. Vol 1-B Proceedings of the Special Technical Session at the 42nd EIC Meeting of the International Commission on Irrigation and Drainage, Beijing, April 1991, pp. 147-157.
3. Manz, D. H. and Schaalje, M., 1991. Evaluation of automatic controllers for regulation of upstream water depth in irrigation canals. Proceedings of the Eighth Afro-Asian Regional Conference of the International Commission on Irrigation and Drainage, Bangkok, November 1991, in-press.
4. World Bank/UNDP, 1990. Irrigation and Drainage Research, A proposal for an internationally-supported program to enhance research on irrigation and drainage technology in developing countries, Volume 1, April 1990, 21 pp.

UNIFORMIDAD DE APLICACION DE FERTILIZANTES EN UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION.

Arturo Rodríguez C., Segundo Felipe Mendoza M., Centro Nacional de Investigación Disciplinaria en la Relación Agua-Suelo-Planta-Atmósfera, INIFAP-SARH, Apdo. Postal 41 Cd. Lerdo, Dgo. México.

RESUMEN

Las posibilidades de uso de los sistemas de riego por aspersión existentes en México no se limitan a la aplicación eficiente del agua de riego, ya que pueden ser aprovechados para la aplicación de agroquímicos, lo cual trae al usuario diversos beneficios.

Este tipo de práctica ha sido poco utilizada debido al desconocimiento, por parte del usuario, de algunos aspectos como qué puede lograrse al aplicar agroquímicos a través del equipo; por este motivo en 1987 se realizó un estudio para evaluar la uniformidad de aplicación de fertilizantes a través del sistema de riego por aspersión. Se probaron dos gradientes de inyección (0.6 y 1 kg cm⁻²) aplicando 100 kg de N ha⁻¹. Las concentraciones de NH₄ se evaluaron mediante el coeficiente de uniformidad de Christiansen (cu) en dos sitios (inicio y final) de las líneas regantes. Se determinó también la uniformidad de emisión del fertilizante en la línea regante. Se encontró que el Cu promedio de las concentraciones de amonio varió de 83.4 a 86.3% para los gradientes estudiados y se determinó que hay una alta relación entre el Cu del agua de riego y el de las concentraciones de amonio; pues la variación fue de 3.4 a 4.1%. La uniformidad de emisión del fertilizante en el estudio varió de 92 a 97%. Se concluye que no hay diferencia entre usar un gradiente u otro durante la inyección del fertilizante.

INTRODUCCION.

Los sistemas de riego por aspersión existentes en México, tienen potencial para ser utilizados en la aplicación de agroquímicos tales como fertilizantes, mejoradores, herbicidas, etc., lo cual trae al usuario diversos beneficios, entre los que destacan el control en la aplicación, ahorro de labor, economía en la aplicación y una mayor flexibilidad para programar las aplicaciones. Sin embargo, actualmente los usuarios tienen dudas respecto a la uniformidad que se logra al hacer la aplicación a través de este sistema de riego, ya que hay poca evidencia y ésta es por lo general de tipo cualitativa; a este respecto se menciona que en fertilizantes la uniformidad de distribución es similar a la del agua de riego, (Ávila, 1976; Rolston et al., 1979).

Se utilizó un sistema de riego por aspersión portátil manual con dos líneas regantes funcionando al mismo tiempo; la evaluación se hizo en dos sitios; uno favorecido (sitio I) y otro desfavorecido (sitio II) respecto a la toma de agua (hidrante) como se muestra en la Figura 1.

En este estudio se consideró la longitud máxima de regantes de acuerdo a condiciones de diseño (diámetro de los tubos para formar la regante, gasto del aspersor y número de aspersores), para trabajar con una longitud igual a la utilizada en forma comercial. Se emplearon regantes de 2" de diámetro con aspersores Buckner con boquillas de 9/64" y gasto de 13 lt min⁻².

Se empleó la metodología de Christiansen para evaluar la uniformidad de aplicación de agua y fertilizante, la cual se basa en la disposición en cuadrícula de recipientes colectores en el área a ser evaluada y medir el volumen colectado en los mismos. El tiempo de prueba varió con los tratamientos:

$$Cu = \left[1 - \frac{\sum |\bar{X} - Xi|}{M \bar{X}} \right] \times 100 \quad (1)$$

donde:

Cu = coeficiente de uniformidad en %

X_i = observación o lectura

\bar{X} = media de las observaciones

$|Xi - \bar{X}|$ = desviaciones respecto a la media sin importar el signo.

Las concentraciones de fertilizantes se determinaron mediante el contenido de amonio (NH₄) capturado en cada uno de los recipientes y obtenido en el Laboratorio, mediante determinación colorimétrica con el reactivo NESSLER.

Tratamientos.

Consistieron en utilizar dos gradientes de presión (diferencia de presión) entre la entrada y salida del tanque fertilizador) de 0.6 y 1 kg cm⁻² para aplicar 100 kg de nitrógeno por hectárea. La fuente empleada de nitrógeno fué sulfato de amonio.

Fuó necesario hacer un estudio previo de calibración del tanque fertilizador de 50 lt de capacidad que se utilizaría para inyectar el fertilizante al sistema de riego, probando diferentes gradientes de presión y tomando el tiempo de vaciado del mismo; los datos obtenidos se ajustaron a un modelo potencial cuya ecuación resultante fué:

$$Y = 10.867 X^{-0.4104} \quad (2)$$

donde:

Y = tiempo de vaciado del tanque fertilizador

X = gradiente o diferencia de presión entre la entrada y salida del tanque.

Con el fin de presentar un panorama más claro respecto a lo anterior, se planteó un estudio para evaluar la uniformidad de aplicación de fertilizantes a través de un sistema de riego por aspersión.

REVISIÓN DE LITERATURA.

Bestler et al. (1974), citado por Rolston et al., establecieron que la variación del agua descargada por emisor no es mucha durante la aplicación de nutrientes si se regula su solubilidad en el agua antes de ser inyectados al sistema.

Klein (1975), menciona que es muy importante que en un sistema de riego por goteo cada emisor dé la misma cantidad de agua y fertilizante y que la variación máxima permitida es de 10-12%.

Avila (1976), indica que la disolución de fertilizantes solubles en el agua y la aplicación de esa solución por medio de un sistema de aspersión es rápida, económica, fácil y eficaz; también menciona que la uniformidad de su distribución sólo es tan buena como la uniformidad de aplicación del riego.

Schnedl (1976), indica que la principal ventaja al aplicar productos químicos a través de sistemas de riego presurizados, es el ahorro de labor, secundariamente hay una fuerte evidencia de que en algunos suelos se requiere hasta 50% menos fertilizante con un manejo adecuado de nutrición de la planta, cuando ésta es aplicada con un sistema de riego por goteo, tampoco hay daño a la planta ya que el fertilizante se diluye en un gran volumen de agua.

Gray (1987), cita que un agricultor de Benton Harbor, Michigan, utilizó un sistema fijo de riego por aspersión para aplicar diversos agroquímicos a nivel comercial sobre el cultivo de fresa: herbicidas (Dacthal), fertilizantes (sulfato y fosfato de amonio), insecticidas (Dathion, 2-4-0) y fungicidas (Captan, Ciprex); obteniendo ganancias tres veces mayores que las que se obtienen normalmente en la misma superficie (12.5 acres).

Rolston et al. (1979), determinaron que la uniformidad de distribución de agroquímicos inyectados a través del sistema de riego por goteo depende de la eficiencia de la mezcla, de la uniformidad de aplicación del agua, de las características del agroquímico y de los regímenes de flujo en líneas de distribución.

Lionei (1986), indica que la aplicación de abonos nitrogenados a través del agua de riego de los sistemas de pivote central reduce el costo de operación y de mano de obra, además de que las fechas de aplicación se adaptan fácilmente a las fases de crecimiento del cultivo.

MATERIALES Y MÉTODOS.

Este estudio se realizó en terrenos del CENID-RASPA durante los meses de noviembre y diciembre de 1987.

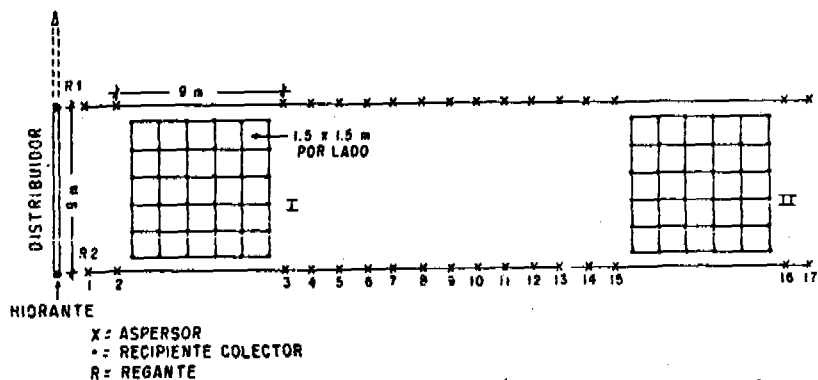


Figura 1: Distribución de recipientes en los sitios I y II del sistema de riego.

Las variables de respuesta fueron uniformidad de aplicación de fertilizante y del riego, la primera determinada a través de las concentraciones de amonio y la segunda a través de los volúmenes de solución fertilizadora (agua + fertilizante).

RESULTADOS Y DISCUSION.

Al analizar los resultados obtenidos por medio del coeficiente de uniformidad (cu) se observa que no hay diferencia entre los gradientes (Cuadro 1) pues con el gradiente de 0.6 kg cm^{-2} se obtuvo un Cu medio de 83.4% y con 1.0 kg cm^{-2} fué de 86.3%. Si se considera el Cu aceptable para riego de 80% como referencia, se nota que los valores encontrados son superiores, lo cual indica una alta uniformidad en la fertilización.

En el Cuadro 2 se observa que los valores de Cu del riego variaron de 82.1 a 86.8% con una variación respecto a los Cu de las concentraciones de amonio de 4.1 a 3.4% en los gradientes de 1 y 0.6 kg^{-2} respectivamente, esto indica una alta relación entre la uniformidad de aplicación del agua de riego y del fertilizante, lo cual coincide con lo reportado por Avila (1976) y Rolston *et al.* (1979).

CUADRO 1. VALORES DE Cu (%) DE LOS DATOS DE CONCENTRACION DE NH₄ CENID-RASPA-INIFAP-SARH.

Tratamiento (Kg cm ⁻²)	Sitio		\bar{x}
	I	II	
Gradiente de 1.0	86.35	86.28	86.31
Gradiente de 0.6	85.29	81.53	83.41

CUADRO 2. VALORES DE Cu DE APLICACION DEL RIEGO. CENID-RASPA INIFAP-SARH 1987.

Tratamiento (Kg cm ⁻²)	Sitio		\bar{x}
	I	II	
Gradiente de 1	84.26	80.06	82.16
Gradiente de 0.6	84.03	89.58	86.80

En el Cuadro 3 se observa que los valores medios de la concentración en ppm en los dos sitios, tanto con el gradiente de 1 kg cm⁻² (prueba I) como con el de 0.6 kg cm⁻² (prueba II), son muy similares, lo cual indica una alta uniformidad de emisión del fertilizante. En la prueba I se obtiene una uniformidad de emisión del fertilizante de 97.23% y en la II de 92.05%. Esto indica que los gradientes de presión en estudio no afectaron la uniformidad de aplicación del fertilizante.

CUADRO 3. VALORES PROMEDIO DE LA CONCENTRACION DE AMONIO PPM, EN LA APLICACION DE FERTILIZANTES, EN UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION. CENID-RASPA-INIFAP-SARH.

Tratamiento (Kg cm ⁻²)	Sitio	
	I	II
Gradiente de 1	1049	1020
Gradiente de 0.6	931	857

CONCLUSIONES.

Hay una estrecha relación entre la uniformidad de aplicación del

agua de riego y la del fertilizante, pues en este estudio hubo una variación de 3.4 a 4% entre el Cu del riego y del fertilizante.

- La uniformidad de emisión del fertilizante a través del sistema de riego por aspersión varió de 92.05 a 97.23%.
- No hay diferencia al usar un gradiente de 0.6 a 1.0 kg cm^{-2} durante la inyección del fertilizante.
- El Cu de las concentraciones de amonio (fertilizante y de la aplicación del agua) fué superior al 80% que es el límite aceptado por Christiansen.

REFERENCIAS.

- Avila de la T., E. 1976. Riego por aspersión, 4a. Edición. Trad. Editorial Diana, México, D.F.; p. 94-101.
- Gray, S.A. 1978. Fertilization and other types of chemical application through sprinkler systems. Publicado por Ames-Tinsa, S.A. México, D.F. Artículo No. 4, p.4.
- Klein, F.H., 1975. Netafim, sistema de riego por goteo. Ed. Plásticos Rex, S.A. México, D.F. p. 38.
- Lionel, R. 1986. Mecanización del riego por aspersión. Ed. ONU-FAO, Roma, p. 341-344.
- Rolston, D.E., et al. 1979. Applying nutrients and other chemicals to trickle irrigated crops. Ed. University of California, Berkeley, CA. USA. Boletín No. 1853. p. 14.
- Schnedl, D. 1976. Fertilizer and chemical injection in drip-trickle irrigation. Published by the International Drip Irrigation Association, Cuvina, California, USA. Vol. 1 No. 3 p. 23-25.

PROTECTION OF GROUND WATER QUALITY THROUGH EFFICIENT IRRIGATION

B. P. Warkentin Oregon State University Corvallis, Oregon, U.S.A.

ABSTRACT

Several areas in Oregon, USA, are susceptible to non-point source groundwater contamination from crop production under irrigation. Efficient use, and economical reuse, of water in irrigation is the key to protecting the quality and quantity of shallow groundwater. Soil salinity is not a major problem in these regions.

Agriculture has been concerned almost exclusively with effectively using inputs of energy to achieve maximum production. Now the focus has shifted to management of resources for preservation of quality of water and land. Various incentives and regulations are reinforcing this change in Oregon. The management strategies for protection of water quality through efficient irrigation include timing and rate of application of chemicals, more efficient irrigation methods and application techniques, and reuse of irrigation water. Groundwater containing nitrate is being reused for irrigation, and has value as both fertilizer and water.

Conservation is seen as the key to efficient water use. Conservation makes water available for other beneficial uses. While simple in concept, application of conservation measures impact on economics, social patterns, and institutional arrangements for allocation of water as well as the nature of our needs for water. Because water is necessary for life, substitutions expected for a scarce resource are limited, price cannot be used to ration water because of social inequities, and national policy could require use of water for lower value uses such as agriculture.

INTRODUCTION

Irrigation is used to grow crops in areas where the natural rainfall would be insufficient to meet crop water needs, and is also used to decrease the variability in crop growth and yield from year to year. Irrigation systems to apply the water can be fairly expensive, with annual costs ranging from several tens to several hundred U.S. Dollars per hectare. Therefore, it is necessary to maximize other inputs for crop production, such as use of fertilizers and pesticides. These inputs of off-farm energy have led to large increases in agricultural production during the past 50 years, but the inputs are expensive. The water itself may be relatively inexpensive. Where this is true, there is little economic incentive to use water efficiently. However, where water costs are a significant proportion of the total crop production costs, water efficiency becomes a concern in crop management.

Irrigation is generally practiced on medium-grained and coarse-grained soils, sands or sandy loams, which generally have a high permeability. Under irrigation for maximum crop production, the top layer of soil is usually kept moist, and therefore the crops develop shallow root depths of the order of 30 to 60 centimeters. High permeability and shallow root zone depth make leaching below the root zone a common occurrence.

In the drier areas of Oregon where irrigation is practiced, annual rainfall is in the order of 25 cm, with most of it falling during the winter. As in other climatic regions with low rainfall, the variability from year to year is high. Annual rainfall varies 15 to 45 cm.

The connection between irrigation and quality of groundwater is most direct through the process of leaching of soluble chemicals below the root zone. Nitrate carried below the root zone moves downward in pulses during years of extra rainfall or from over-application of irrigation water beyond that stored in the root zone. Soluble pesticides can also be leached. These pulses may move soluble materials at average rates of 10 to 100 centimeters per year.

Excess irrigation water is used in arid areas to leach salt from the root zone. This leaching fraction and any unplanned additions of extra water from over-irrigation or high rainfall contribute to shallow groundwater. Rising water tables are a severe management problem in irrigated agriculture in arid areas. Gradual salinization is often due to rising water tables where proper drainage has not been provided.

Ideally, the amount of irrigation water applied should exactly equal the water used in evaporation and transpiration through the crop. Various practical aspects of irrigated crop production make it difficult to achieve this goal. It is achieved most closely in drip irrigation, less so with sprinkler irrigation and furrow irrigation, and least of all in flood irrigation. Efficiencies in water use can be achieved by going to sprinkler or drip irrigation, but the energy costs of doing so also increase in this direction. Limitations due to energy costs will decrease this trend in the future. At the same time big improvements in efficiency are occurring in irrigation systems that apply water in furrows.

High production of crops has been achieved in the past 50 years through the use of energy inputs in agriculture. The interest now is in increasing efficiency. For reasons of economics and environmental quality, there is now a need to achieve greater efficiency in crop production with lower inputs. The key to lower economic and environmental costs is conservation.

IRRIGATION EFFICIENCY

The amounts of water used for irrigation are large compared with the amounts used domestically. Small gains in efficiency in irrigation would produce significant increases in water available for other uses. Efficiency is important where competition for water makes it desirable to increase

water supplies. Efficiency also decreases the energy costs of pumping and providing water for irrigation. Competition between irrigation and domestic uses is usually decided in favor of the latter, because the economic willingness to pay is higher for domestic uses. The allocation of water in southern California, U.S.A., in recent years is an example. However, irrigation and in-stream water uses such as fish habitat, recreation or aesthetics (e.g. wild and scenic rivers) are more equal, especially recently as public uses of water are being more vigorously defended. Efficiency of use (conservation) is being seen as a source of extra water for these desirable public uses.

Irrigation efficiency has several different components (Table 1). Losses in the distribution systems are due to leakage and evaporation; losses during application to the field are due to wind, evaporation and runoff, and losses from the soil are due to excess water added beyond what the crop uses.

TABLE 1. Irrigation efficiency factors.

1.	Conveyance efficiency -	ratio of water delivered to water diverted from source
2.	Application efficiency -	ratio of water reaching the soil to water delivered
3.	Water use efficiency -	ratio of water available for the crop to water applied to the soil

Efficiencies can be increased in different ways. Losses in distribution systems can be avoided by using pipes or by lining irrigation canals. Application efficiency varies with the irrigation system, and can be increased, for example, by changing from furrow to sprinkler or drip irrigation systems. Irrigation scheduling can be used to determine exact amounts of water needed by the crop.

A less obvious factor in irrigation efficiency is the effect of soil variation (English, et al., 1986). Table 2 shows a hypothetical example where different parts of a field hold different amounts of water in the root zone. Different management strategies can be used to determine amount of water added, which results in different efficiencies. The average root zone capacity is 11 cm of water. If this amount is added, there will be leaching in half the field, and the other half will not reach capacity. While the nominal water use efficiency is 100%, the actual efficiency is 91%. Efficiency is defined as the proportion of the water applied that is stored in the root zone. If 14 cm of water is added, the amount needed to fill the entire field to root zone capacity, leaching occurs in three quarters of the field.

TABLE 2. Effect of variability in root zone depth on irrigation efficiency.

Proportion of area %	Root zone capacity cm	Water excess or deficit after irrigation	
		11 cm added	14 cm added
25	8	3 cm excess	6 cm excess
25	10	1 cm excess	4 cm excess
25	12	1 cm deficit	2 cm excess
25	14	3 cm deficit	0
Average	11		
Average leaching from entire area		1 cm	3 cm
Nominal water use efficiency		100%	78%
Actual water use efficiency		91%	78%

A further variation under furrow irrigation is the different amount of water applied near the top of the furrow which is wet for a longer time vs. that applied near the bottom of the furrow. This is true even for a uniform soil, and increases as length of furrow increases. "Surge" irrigation, with a larger initial flow, can increase the efficiency.

The cost of water influences the irrigation efficiency achieved in practice. Table 3 shows a comparison for two areas in Oregon with different costs of water (Miglioretto and Warkentin, 1990). The area with a high cost of water uses only as much water as the calculated consumptive use, the area with inexpensive water uses 50% more.

TABLE 3. Effect of water cost on amount of irrigation water used.

Location	Irrigation system	Water cost U.S. per meter	Average water* applied cm	Consumptive* use by crop cm
48.7°N, 177°	Sprinkler	50	90	60
50.8°N, 119°	Center pivot or sprinkler	300	80	80

* For a crop of white potatoes.

EFFICIENCY AND GROUNDWATER QUALITY

Simple models indicate that soluble chemicals such as nitrate will be leached below the root zone in proportion to the volume of water draining out of the soil (Jury and Nielson, 1989). If nitrogen is available for optimum growth of the crop, nitrate loss will be linearly related to leaching volume. These simple models are based on the assumptions that solubility is not limiting and on equilibrium. They turn out to be useful approximations for most soils. This linear relationship holds regardless of soil variability and irrigation uniformity. As long as nitrogen is available, any excess water will move nitrate.

Timing of nitrogen applications will affect loss by leaching because it affects concentration of nitrate in the soil solution at any particular time. The largest loss will be where all of the nitrogen is applied at planting time. Water quality can be protected with a management system that limits the nitrate in the soil to the amount needed at any time by the crop.

A 1 cm loss of water to leaching below the root zone could result in a loss in the order of 5 kg ha⁻¹ of nitrogen, if the soil solution concentration is in the order of 50 mg l⁻¹. Over several irrigations, and with several centimeters of leaching, the losses of nitrogen can approach 100 kg ha⁻¹. The cost of the nitrogen lost could be \$45 (U.S.); the cost of water lost would be \$10 - \$50 (U.S.).

Gains in both groundwater quality and in irrigation efficiency can be obtained if fields are managed differently depending upon the soil variation. If the variation occurs over a distance of approximately 50 meters, different amounts of water can be applied to different parts of a field. If this variation occurs over 5 meters, it is usually not practical to treat different parts of the field differently. The nature of soil variability then becomes an important factor in management for efficiency and groundwater quality. Such systems require greater use of knowledge as well as more sophisticated technology.

WATER REUSE

Some of the irrigation water that is lost during conveyance and application to the land may be reused. Reuse is fairly common. The nature, and the amount of reuse, depends upon local conditions. Runoff from the ends of irrigation furrows may be collected and used as a source of irrigation water for fields at lower elevations. Pump-back systems that collect water running off the ends of fields are also fairly common. Under some conditions, excess water may return by natural flow to surface water bodies or to groundwater, and be used again. In each of these cases the actual efficiency of use would be increased when this is taken into account. However, water quality is often decreased, which may limit the reuse of water. Sediments and soluble chemicals in the water may make it unsuitable for reuse. The interaction between efficiency and water quality is complex, but in general, higher efficiencies will result in higher quality.

A particular case of reuse is using groundwater with high nitrate as irrigation water. Groundwater containing nitrate at concentrations in the range from 10 to 50 milligrams per liter is pumped from depths of 10 to 30 meters and used as irrigation water in Oregon. At nitrate concentrations below 25 mg l⁻¹, extra nitrogen has to be added to meet the crop requirements. Above that concentration, excess nitrogen is supplied if irrigation is based on water requirements of the crop. Water with high nitrate concentrations is therefore mixed with low nitrate water to achieve the correct amount of nitrogen. The value of the nitrogen offsets part of the pumping costs (Table 4).

TABLE 4. Use of groundwater with nitrate for irrigation.

Nitrate in water mg l ⁻¹ , NO ₃ -N	Nitrogen * supplied kg ha ⁻¹	% of * nitrogen needed by crop	Value of nitrogen recovered U.S. \$ ha ⁻¹
5	35	18	8
10	70	35	15
20	140	70	30
30	210	105	45
50	350	175	45

* Calculated for a maize crop with a requirement of 200 kg ha⁻¹ of nitrogen fertilizer and 70 cm of irrigation water.

GROUNDWATER PROTECTION STRATEGIES

The Groundwater Quality Protection Act in Oregon is designed to protect, conserve and restore groundwater resources. Groundwater quality surveys provide the information for a database to identify areas where groundwater quality is at risk. If the groundwater has nitrate concentrations in excess of 70% of the allowable level for nitrate, or concentrations of other chemicals above 50% of the appropriate allowable level, the area is declared a Groundwater Management Area. Two such areas currently exist in Oregon, with nonpoint source contamination of groundwater. A local Groundwater Management Committee composed of interested citizens and water users in the area is appointed. They prepare an action plan which details the voluntary implementation of "best management practices" and use of individual farm management plans. The plan is based on information available from research studies. The plan includes monitoring for effectiveness, and it details the research, information transfer, education and demonstration projects that will be required for implementation.

These "best management practices" include strategies to irrigation efficiency. Since any excess water will carry soluble chemicals below the root zone, efficiency in water use is the key to maintaining and improving groundwater quality. These strategies become the components of individual farm plans which detail the irrigation scheduling, leveling, application systems, etc. that will be used to increase irrigation efficiency.

BENEFICIAL USES

The purpose of water management is to provide water for beneficial uses. The amounts needed to meet beneficial uses vary with the region, so it is difficult to use a uniform definition over large areas. There can be general agreement that any use beyond the amounts required is waste, but general regulations defining waste would be difficult. This results in disagreement over how much water is wasted and by how much water supplies would be increased by conservation.

In Oregon, the competition for water has led to increased interest in conservation. The water conserved would go to other beneficial uses. Rainfall is unevenly distributed, with winter rainfall and dry summer periods, so water storage is an issue. Water use is regulated through an appropriation doctrine which allows removal of water in amounts sufficient for beneficial uses. Priority for water use is based on date of filing for a water right. During periods of low surface water flow, holders of rights with later dates will be the first to be restricted when water flow cannot meet all of the appropriated rights. Water quality was not an original concern in the appropriation doctrine, but has become a major concern now. The question is raised whether a beneficial use can allow a decrease in water quality.

REFERENCES

- English, M., Taylor, A., and John, P. (1986), Evaluating Sprinkler System Performance. New Zealand Agricultural Science 20:1.
- Jury, W.A., and Nielson, D.R. (1989), "Nitrate Transport and Leaching Mechanisms." Chap 5 in Follett, R.F. (editor) Nitrogen Management and Ground Water Protection. Elsevier, Amsterdam.
- Miglioretto, T. and Warkentin, B.P. (1990). Northern Malheur County Water Management Area. Unpublished Report, Department of Soil Science, Oregon State University, pp 106.

INFLUENCE OF FARM ACTIVITIES ON PESTICIDE CONTAMINATION OF GROUNDWATER

S. Mostaghimi, P.W. McClellan, and U.S. Tim
Agricultural Engineering Department
Virginia Polytechnic Institute and State University
Blacksburg, VA 24061

ABSTRACT

In 1983, the EPA Chesapeake Bay study concluded that nonpoint source pollution from agricultural areas is responsible for a significant portion of the water quality degradation in the Bay. Virginia has implemented a cost-sharing program to encourage the adoption of conservation tillage and other best management practices (BMPs) that reduce pollutant losses from agricultural areas. While these practices are generally known to reduce pollutants losses in surface runoff, their effect on groundwater quality is less certain. In 1985, a comprehensive watershed/water quality monitoring program was initiated, as part of the Chesapeake Bay program, to evaluate the effectiveness of best management practices on surface and groundwater quality. This paper describes the groundwater component of the watershed monitoring system. A summary of pesticides found in groundwater samples collected from eight monitoring wells during the pre-BMP phase of the project is presented.

INTRODUCTION

Over the last several decades, crop production in the United States has increased largely due to the extensive use of fertilizers as plant nutrient supplements and pesticides for crop pests and weed control. Pesticide use in agriculture has increased significantly over the last two decades. In 1982, agricultural pesticide usage exceeded 370,000 Mg of active ingredients and accounted for over 70% of all pesticides used in the United States (Cohen et al., 1984). Extensive use of agricultural chemicals, while beneficial to the nation's agricultural industry and to crop production, has resulted in widespread contamination of surface and ground-water resources. Widespread pesticide contamination of groundwater, used as the primary source of drinking water for over 50% of the U.S. population, has been reported in 37 States (Fairchild, 1987). A 1986 EPA study indicated that at least 17 pesticides have been found in the groundwater of 23 States (Cohen et al., 1986).

Recent studies on the decline of the Chesapeake Bay have concluded that nonpoint source pollution from agricultural areas is responsible for a significant portion of the water quality degradation in the Bay (U.S. EPA, 1983). To reduce nonpoint source loading from agricultural areas to the Chesapeake Bay, Virginia has instituted a cost-sharing program to encourage the implementation of agricultural best management practices (BMPs). Successful implementation of the program depends on identification of cost-effective BMPs for controlling agriculturally related pollutants. Background information to quantify the water quality consequences of agricultural practices are generally lacking, particularly for Virginia. Hence, a well designed, comprehensive nonpoint source monitoring program was needed to quantify the effects of various BMPs on surface and groundwater quality in Virginia. To this end, the Nomini Creek Watershed / Water Quality monitoring project was initiated in 1985 to provide much needed data to quantify the water quality impacts of BMP implementation on a watershed with a complex landuse, as opposed to specific testing of individual BMPs.

The ground-water component of the Nomini Creek Watershed Project was initiated in spring of 1986. This monitoring program is intended to provide information on chemical concentrations in

groundwater in a predominately agricultural area, with cropping practices, landuse, soil and hydrologic conditions typical of the Virginia Coastal Plain. In this paper, the ground-water monitoring system designed for assessing BMP effectiveness on improving the water quality of the Nomini Creek Watershed is discussed. In addition, a summary of pesticide data collected from the ground-water monitoring wells during the first phase of the study is presented.

MATERIALS AND METHODS

The Nomini Creek Watershed was selected for monitoring because of its large proportion of cropland and lack of point source pollution discharges that could affect water quality. The 1500-ha watershed is located in Westmoreland County, Virginia, approximately 80 km northeast of Richmond, Virginia. The Nomini Creek drains into the Nomini Bay which empties into the Potomac River and eventually into the Chesapeake Bay. The Nomini Creek watershed consists of 43 percent cropland, 54 percent woodland, and 3 percent homesites and roads. Agricultural activities are primarily row crops with corn, soybeans, and small grain being the major crops. Conventionally-tilled corn followed by small grain with no-till soybeans planted in small grain residue is the typical crop rotation in the watershed. There are no urban areas or industrial establishments within the watershed.

The Nomini Creek watershed is located within the Virginia Coastal Plain physiographic province. Soils in the watershed, generally classified as Ultisols, range from loam to sandy loam and contain 0.5 - 2 percent organic matter. The major soils are of the Suffolk and Rumford series. The Suffolk soils which occupy about 58 percent of the watershed area are deep and well drained, have moderate permeability, slow runoff potential, and low to moderate water holding capacity. Rumford soils which cover approximately 34 percent of watershed area, are deep with moderately steep to steep slopes (6 - 50 percent) and have moderate to rapid permeability, slow to medium runoff potential, and low water holding capacity. Approximately 55 percent of the woodland areas in the watershed are on Rumford soil series (Mostaghimi et al., 1989).

The locations of 8 ground-water monitoring wells along with 2 runoff stations and 1 meteorological station within the Nomini Creek watershed are shown in Figure 1. The wells were installed in predominantly farmed areas and were drilled in pairs, 100-150 m apart, with one well located hydraulically downgradient of the other. Two pairs of wells were installed in fields with a no-till corn - soybean rotation, while the other two pairs were installed in fields with conventionally-tilled corn - soybean rotation. Both the conventional till and no-till fields followed a typical corn - small grain - soybean rotation. Table 1 summarizes the general characteristics of the monitoring wells and the cropping practices in the watershed. The cropping pattern and crop rotation are included for estimating the effects of timing and rate of chemical application on the near-well zone. Each monitoring well consists of a 15-cm diameter borehole drilled 3 m below the static water table and a 3 m long, 5-cm I.D. (internal diameter) slotted PVC well screen. The well casing consists of a 5-cm I.D. PVC pipe. All wells were developed with a portable gas displacement pump and equipped with a locking cap. Detailed description of well construction and development are given by Mostaghimi et al. (1989).

Pesticide (herbicide and insecticide) use on corn and soybeans, which are the major crops grown in the watershed, is obtained by farmer's survey. The rate and timing of herbicide application is dependent upon the cropping pattern adopted by the farmer. Generally, corn is planted between late April and early May. The post-emergent sprays are usually applied in early July. Several insecticides are applied in the watershed to control insect population. The insecticides are applied at varying rates depending upon the insect problems encountered.

The ground-water monitoring wells are being sampled at least once a month. A submersible, gas-driven bladder pump is used to purge about 4 - 6 well volumes of water before the sample is taken. This amount of purging is required to stabilize pH, electrical conductivity, temperature, and dissolved oxygen of the discharged water. All pesticide samples are collected in 4-L glass bottles, refrigerated immediately at 4°C, and immediately transferred to the laboratory for analysis. A detailed description of the sample collection and handling protocol, along with QA/QC procedures is described by Mostaghimi (1989).

CUADRO 1. VALORES DE C_u (%) DE LOS DATOS DE CONCENTRACION DE NH_4 CENID-RASPA-INIFAP-SARH.

Tratamiento (Kg cm^{-2})	Sitio		\bar{x}
	I	II	
Gradiente de 1.0	86.35	86.28	86.31
Gradiente de 0.6	85.29	81.53	83.41

CUADRO 2. VALORES DE C_u DE APLICACION DEL RIEGO. CENID-RASPA INIFAP-SARH 1987.

Tratamiento (Kg cm^{-2})	Sitio		\bar{x}
	I	II	
Gradiente de 1	84.26	80.06	82.16
Gradiente de 0.6	84.03	89.58	86.80

En el Cuadro 3 se observa que los valores medios de la concentración en ppm en los dos sitios, tanto con el gradiente de 1 kg cm^{-2} (prueba I) como con el de 0.6 kg cm^{-2} (prueba II), son muy similares, lo cual indica una alta uniformidad de emisión del fertilizante. En la prueba I se obtiene una uniformidad de emisión del fertilizante de 97.23% y en la II de 92.95%. Esto indica que los gradientes de presión en estudio no afectaron la uniformidad de aplicación del fertilizante.

CUADRO 3. VALORES PROMEDIO DE LA CONCENTRACION DE AMONIO PPM, EN LA APLICACION DE FERTILIZANTES, EN UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION. CENID-RASPA-INIFAP-SARH.

Tratamiento (Kg cm^{-2})	Sitio	
	I	II
Gradiente de 1	1049	1020
Gradiente de 0.6	931	857

CONCLUSIONES.

Hay una estrecha relación entre la uniformidad de aplicación del

agua de riego y la del fertilizante, pues en este estudio hubo una variación de 3.4 a 4% entre el Cu del riego y del fertilizante.

- La uniformidad de emisión del fertilizante a través del sistema de riego por aspersión varió de 92.05 a 97.23%.
- No hay diferencia al usar un gradiente de 0.6 a 1.0 kg cm^{-2} durante la inyección del fertilizante.
- El Cu de las concentraciones de amonio (fertilizante y de la aplicación del agua) fué superior al 80% que es el límite aceptado por Christiansen.

REFERENCIAS.

- Avila de la T., E. 1976. Riego por aspersión, 4a. Edición. Trad. Editorial Diana, México, D.F.; p. 94-101.
- Gray, S.A. 1978. Fertilization and other types of chemical application through sprinkler systems. Publicado por Ames-Tinsa, S.A. México, D.F. Artículo No. 4, p.4.
- Klein, F.H., 1975. Netafim, sistema de riego por goteo. Ed. Plásticos Rex, S.A. México, D.F. p. 38.
- Lionel, R. 1986. Mecanización del riego por aspersión. Ed. ONU-FAO, Roma, p. 341-344.
- Rolston, D.E., et al. 1979. Applying nutrients and other chemicals to trickle irrigated crops. Ed. University of California, Berkeley, CA. USA. Boletín No. 1853. p. 14.
- Schnedl, D. 1976. Fertilizer and chemical injection in drip-trickle irrigation. Published by the international Drip irrigation/Association, Covina, California, USA. Vol. 1 No. 3 p. 23-25.

PROTECTION OF GROUND WATER QUALITY THROUGH EFFICIENT IRRIGATION

B. P. Warkentin Oregon State University Corvallis, Oregon, U.S.A.

ABSTRACT

Several areas in Oregon, USA, are susceptible to non-point source groundwater contamination from crop production under irrigation. Efficient use, and economical reuse, of water in irrigation is the key to protecting the quality and quantity of shallow groundwater. Soil salinity is not a major problem in these regions.

Agriculture has been concerned almost exclusively with effectively using inputs of energy to achieve maximum production. Now the focus has shifted to management of resources for preservation of quality of water and land. Various incentives and regulations are reinforcing this change in Oregon. The management strategies for protection of water quality through efficient irrigation include timing and rate of application of chemicals, more efficient irrigation methods and application techniques, and reuse of irrigation water. Groundwater containing nitrate is being reused for irrigation, and has value as both fertilizer and water.

Conservation is seen as the key to efficient water use. Conservation makes water available for other beneficial uses. While simple in concept, application of conservation measures impact on economics, social patterns, and institutional arrangements for allocation of water as well as the nature of our needs for water. Because water is necessary for life, substitutions expected for a scarce resource are limited, price cannot be used to ration water because of social inequities, and national policy could require use of water for lower value uses such as agriculture.

INTRODUCTION

Irrigation is used to grow crops in areas where the natural rainfall would be insufficient to meet crop water needs, and is also used to decrease the variability in crop growth and yield from year to year. Irrigation systems to apply the water can be fairly expensive, with annual costs ranging from several tens to several hundred U.S. Dollars per hectare. Therefore, it is necessary to maximize other inputs for crop production, such as use of fertilizers and pesticides. These inputs of off-farm energy have led to large increases in agricultural production during the past 50 years, but the inputs are expensive. The water itself may be relatively inexpensive. Where this is true, there is little economic incentive to use water efficiently. However, where water costs are a significant proportion of the total crop production costs, water efficiency becomes a concern in crop management.

Irrigation is generally practiced on medium-grained and coarse-grained soils, sands or sandy loams, which generally have a high permeability. Under irrigation for maximum crop production, the top layer of soil is usually kept moist, and therefore the crops develop shallow root depths of the order of 30 to 60 centimeters. High permeability and shallow root zone depth make leaching below the root zone a common occurrence.

In the drier areas of Oregon where irrigation is practiced, annual rainfall is in the order of 25 cm, with most of it falling during the winter. As in other climatic regions with low rainfall, the variability from year to year is high. Annual rainfall varies 15 to 45 cm.

The connection between irrigation and quality of groundwater is most direct through the process of leaching of soluble chemicals below the root zone. Nitrate carried below the root zone moves downward in pulses during years of extra rainfall or from over-application of irrigation water beyond that stored in the root zone. Soluble pesticides can also be leached. These pulses may move soluble materials at average rates of 10 to 100 centimeters per year.

Excess irrigation water is used in arid areas to leach salt from the root zone. This leaching fraction and any unplanned additions of extra water from over-irrigation or high rainfall contribute to shallow groundwater. Rising water tables are a severe management problem in irrigated agriculture in arid areas. Gradual salinization is often due to rising water tables where proper drainage has not been provided.

Ideally, the amount of irrigation water applied should exactly equal the water used in evaporation and transpiration through the crop. Various practical aspects of irrigated crop production make it difficult to achieve this goal. It is achieved most closely in drip irrigation, less so with sprinkler irrigation and furrow irrigation, and least of all in flood irrigation. Efficiencies in water use can be achieved by going to sprinkler or drip irrigation, but the energy costs of doing so also increase in this direction. Limitations due to energy costs will decrease this trend in the future. At the same time big improvements in efficiency are occurring in irrigation systems that apply water in furrows.

High production of crops has been achieved in the past 50 years through the use of energy inputs in agriculture. The interest now is in increasing efficiency. For reasons of economics and environmental quality, there is now a need to achieve greater efficiency in crop production with lower inputs. The key to lower economic and environmental costs is conservation.

IRRIGATION EFFICIENCY

The amounts of water used for irrigation are large compared with the amounts used domestically. Small gains in efficiency in irrigation would produce significant increases in water available for other uses. Efficiency is important where competition for water makes it desirable to increase

water supplies. Efficiency also decreases the energy costs of pumping and providing water for irrigation. Competition between irrigation and domestic uses is usually decided in favor of the latter, because the economic willingness to pay is higher for domestic uses. The allocation of water in southern California, U.S.A., in recent years is an example. However, irrigation and in-stream water uses such as fish habitat, recreation or aesthetics (e.g. wild and scenic rivers) are more equal, especially recently as public uses of water are being more vigorously defended. Efficiency of use (conservation) is being seen as a source of extra water for these desirable public uses.

Irrigation efficiency has several different components (Table 1). Losses in the distribution systems are due to leakage and evaporation; losses during application to the field are due to wind, evaporation and runoff, and losses from the soil are due to excess water added beyond what the crop uses.

TABLE 1. Irrigation efficiency factors.

1.	Conveyance efficiency -	ratio of water delivered to water diverted from source
2.	Application efficiency -	ratio of water reaching the soil to water delivered
3.	Water use efficiency -	ratio of water available for the crop to water applied to the soil

Efficiencies can be increased in different ways. Losses in distribution systems can be avoided by using pipes or by lining irrigation canals. Application efficiency varies with the irrigation system, and can be increased, for example, by changing from furrow to sprinkler or drip irrigation systems. Irrigation scheduling can be used to determine exact amounts of water needed by the crop.

A less obvious factor in irrigation efficiency is the effect of soil variation (English, et al., 1986). Table 2 shows a hypothetical example where different parts of a field hold different amounts of water in the root zone. Different management strategies can be used to determine amount of water added, which results in different efficiencies. The average root zone capacity is 11 cm of water. If this amount is added, there will be leaching in half the field, and the other half will not reach capacity. While the nominal water use efficiency is 100%, the actual efficiency is 91%. Efficiency is defined as the proportion of the water applied that is stored in the root zone. If 14 cm of water is added, the amount needed to fill the entire field to root zone capacity, leaching occurs in three quarters of the field.

TABLE 2. Effect of variability in root zone depth on irrigation efficiency.

Proportion of area %	Root zone capacity cm	Water excess or deficit after irrigation	
		11 cm added	14 cm added
25	8	3 cm excess	6 cm excess
25	10	1 cm excess	4 cm excess
25	12	1 cm deficit	2 cm excess
25	14	3 cm deficit	0
Average	11		
Average leaching from entire area		1 cm	3 cm
Nominal water use efficiency		100%	78%
Actual water use efficiency		91%	78%

A further variation under furrow irrigation is the different amount of water applied near the top of the furrow which is wet for a longer time vs. that applied near the bottom of the furrow. This is true even for a uniform soil, and increases as length of furrow increases. "Surge" irrigation, with a larger initial flow, can increase the efficiency.

The cost of water influences the irrigation efficiency achieved in practice. Table 3 shows a comparison for two areas in Oregon with different costs of water (Miglioretto and Warkentin, 1990). The area with a high cost of water uses only as much water as the calculated consumptive use, the area with inexpensive water uses 50% more.

TABLE 3. Effect of water cost on amount of irrigation water used.

Location	Irrigation system	Water cost U.S. per meter	Average water* applied cm	Consumptive* use by crop cm
48.7°N, 177°	Sprinkler	50	90	60
50.8°N, 119°	Center pivot or sprinkler	300	80	80

* For a crop of white potatoes.

EFFICIENCY AND GROUNDWATER QUALITY

Simple models indicate that soluble chemicals such as nitrate will be leached below the root zone in proportion to the volume of water draining out of the soil (Jury and Nielson, 1989). If nitrogen is available for optimum growth of the crop, nitrate loss will be linearly related to leaching volume. These simple models are based on the assumptions that solubility is not limiting and an equilibrium. They turn out to be useful approximations for most soils. This linear relationship holds regardless of soil variability and irrigation uniformity. As long as nitrogen is available, any excess water will move nitrate.

Timing of nitrogen applications will affect loss by leaching because it affects concentration of nitrate in the soil solution at any particular time. The largest loss will be where all of the nitrogen is applied at planting time. Water quality can be protected with a management system that limits the nitrate in the soil to the amount needed at any time by the crop.

A 1 cm loss of water to leaching below the root zone could result in a loss in the order of 5 kg ha⁻¹ of nitrogen, if the soil solution concentration is in the order of 50 mg l⁻¹. Over several irrigations, and with several centimeters of leaching, the losses of nitrogen can approach 100 kg ha⁻¹. The cost of the nitrogen lost could be \$45 (U.S.); the cost of water lost would be \$10 - \$50 (U.S.).

Gains in both groundwater quality and in irrigation efficiency can be obtained if fields are managed differently depending upon the soil variation. If the variation occurs over a distance of approximately 50 meters, different amounts of water can be applied to different parts of a field. If this variation occurs over 5 meters, it is usually not practical to treat different parts of the field differently. The nature of soil variability then becomes an important factor in management for efficiency and groundwater quality. Such systems require greater use of knowledge as well as more sophisticated technology.

WATER REUSE

Some of the irrigation water that is lost during conveyance and application to the land may be reused. Reuse is fairly common. The nature, and the amount of reuse, depends upon local conditions. Runoff from the ends of irrigation furrows may be collected and used as a source of irrigation water for fields at lower elevations. Pump-back systems that collect water running off the ends of fields are also fairly common. Under some conditions, excess water may return by natural flow to surface water bodies or to groundwater, and be used again. In each of these cases the actual efficiency of use would be increased when this is taken into account. However, water quality is often decreased, which may limit the reuse of water. Sediments and soluble chemicals in the water may make it unsuitable for reuse. The interaction between efficiency and water quality is complex, but in general, higher efficiencies will result in higher quality.

A particular case of reuse is using groundwater with high nitrate as irrigation water. Groundwater containing nitrate at concentrations in the range from 10 to 50 milligrams per liter is pumped from depths of 10 to 30 meters and used as irrigation water in Oregon. At nitrate concentrations below 25 mg l⁻¹, extra nitrogen has to be added to meet the crop requirements. Above that concentration, excess nitrogen is supplied if irrigation is based on water requirements of the crop. Water with high nitrate concentrations is therefore mixed with low nitrate water to achieve the correct amount of nitrogen. The value of the nitrogen offsets part of the pumping costs (Table 4).

TABLE 4. Use of groundwater with nitrate for irrigation.

Nitrate in water mg l ⁻¹ , NO ₃ -N	Nitrogen * supplied kg ha ⁻¹	% of * nitrogen needed by crop	Value of nitrogen recovered U.S. \$ ha ⁻¹
5	35	18	8
10	70	35	15
20	140	70	30
30	210	105	45
50	350	175	45

* Calculated for a maize crop with a requirement of 200 kg ha⁻¹ of nitrogen fertilizer and 70 cm of irrigation water.

GROUNDWATER PROTECTION STRATEGIES

The Groundwater Quality Protection Act in Oregon is designed to protect, conserve and restore groundwater resources. Groundwater quality surveys provide the information for a database to identify areas where groundwater quality is at risk. If the groundwater has nitrate concentrations in excess of 70% of the allowable level for nitrate, or concentrations of other chemicals above 50% of the appropriate allowable level, the area is declared a Groundwater Management Area. Two such areas currently exist in Oregon, with nonpoint source contamination of groundwater. A local Groundwater Management Committee composed of interested citizens and water users in the area is appointed. They prepare an action plan which details the voluntary implementation of "best management practices" and use of individual farm management plans. The plan is based on information available from research studies. The plan includes monitoring for effectiveness, and it details the research, information transfer, education and demonstration projects that will be required for implementation.

These "best management practices" include strategies to irrigation efficiency. Since any excess water will carry soluble chemicals below the root zone, efficiency in water use is the key to maintaining and improving groundwater quality. These strategies become the components of individual farm plans which detail the irrigation scheduling, leveling, application systems, etc. that will be used to increase irrigation efficiency.

BENEFICIAL USES

The purpose of water management is to provide water for beneficial uses. The amounts needed to meet beneficial uses vary with the region, so it is difficult to use a uniform definition over large areas. There can be general agreement that any use beyond the amounts required is waste, but general regulations defining waste would be difficult. This results in disagreement over how much water is wasted and by how much water supplies would be increased by conservation.

In Oregon, the competition for water has led to increased interest in conservation. The water conserved would go to other beneficial uses. Rainfall is unevenly distributed, with winter rainfall and dry summer periods, so water storage is an issue. Water use is regulated through an appropriation doctrine which allows removal of water in amounts sufficient for beneficial uses. Priority for water use is based on date of filing for a water right. During periods of low surface water flow, holders of rights with later dates will be the first to be restricted when water flow cannot meet all of the appropriated rights. Water quality was not an original concern in the appropriation doctrine, but has become a major concern now. The question is raised whether a beneficial use can allow a decrease in water quality.

REFERENCES

- English, M., Taylor, A., and John, P. (1986), Evaluating Sprinkler System Performance. New Zealand Agricultural Science 20:1.
- Jury, W.A., and Nielson, D.R. (1989), "Nitrate Transport and Leaching Mechanisms." Chap 5 in Follett, R.F. (editor) Nitrogen Management and Ground Water Protection. Elsevier, Amsterdam.
- Miglioretto, T. and Warkentin, B.P. (1990). Northern Malheur County Water Management Area. Unpublished Report, Department of Soil Science, Oregon State University, pp 106.

INFLUENCE OF FARM ACTIVITIES ON PESTICIDE CONTAMINATION OF GROUNDWATER

S. Mostaghimi, P.W. McClellan, and U.S. Tim
Agricultural Engineering Department
Virginia Polytechnic Institute and State University
Blacksburg, VA 24061

ABSTRACT

In 1983, the EPA Chesapeake Bay study concluded that nonpoint source pollution from agricultural areas is responsible for a significant portion of the water quality degradation in the Bay. Virginia has implemented a cost-sharing program to encourage the adoption of conservation tillage and other best management practices (BMPs) that reduce pollutant losses from agricultural areas. While these practices are generally known to reduce pollutants losses in surface runoff, their effect on groundwater quality is less certain. In 1985, a comprehensive watershed/water quality monitoring program was initiated, as part of the Chesapeake Bay program, to evaluate the effectiveness of best management practices on surface and groundwater quality. This paper describes the groundwater component of the watershed monitoring system. A summary of pesticides found in groundwater samples collected from eight monitoring wells during the pre-BMP phase of the project is presented.

INTRODUCTION

Over the last several decades, crop production in the United States has increased largely due to the extensive use of fertilizers as plant nutrient supplements and pesticides for crop pests and weed control. Pesticide use in agriculture has increased significantly over the last two decades. In 1982, agricultural pesticide usage exceeded 370,000 Mg of active ingredients and accounted for over 70% of all pesticides used in the United States (Cohen et al., 1984). Extensive use of agricultural chemicals, while beneficial to the nation's agricultural industry and to crop production, has resulted in widespread contamination of surface and ground-water resources. Widespread pesticide contamination of groundwater, used as the primary source of drinking water for over 50% of the U.S. population, has been reported in 37 States (Fairchild, 1987). A 1986 EPA study indicated that at least 17 pesticides have been found in the groundwater of 23 States (Cohen et al., 1986).

Recent studies on the decline of the Chesapeake Bay have concluded that nonpoint source pollution from agricultural areas is responsible for a significant portion of the water quality degradation in the Bay (U.S. EPA, 1983). To reduce nonpoint source loading from agricultural areas to the Chesapeake Bay, Virginia has instituted a cost-sharing program to encourage the implementation of agricultural best management practices (BMPs). Successful implementation of the program depends on identification of cost-effective BMPs for controlling agriculturally related pollutants. Background information to quantify the water quality consequences of agricultural practices are generally lacking, particularly for Virginia. Hence, a well designed, comprehensive nonpoint source monitoring program was needed to quantify the effects of various BMPs on surface and ground-water quality in Virginia. To this end, the Nomini Creek Watershed / Water Quality monitoring project was initiated in 1985 to provide much needed data to quantify the water quality impacts of BMP implementation on a watershed with a complex landuse, as opposed to specific testing of individual BMPs.

The ground-water component of the Nomini Creek Watershed Project was initiated in spring of 1986. This monitoring program is intended to provide information on chemical concentrations in

groundwater in a predominately agricultural area, with cropping practices, landuse, soil and hydrologic conditions typical of the Virginia Coastal Plain. In this paper, the ground-water monitoring system designed for assessing BMP effectiveness on improving the water quality of the Nomini Creek Watershed is discussed. In addition, a summary of pesticide data collected from the ground-water monitoring wells during the first phase of the study is presented.

MATERIALS AND METHODS

The Nomini Creek Watershed was selected for monitoring because of its large proportion of cropland and lack of point source pollution discharges that could affect water quality. The 1500-ha watershed is located in Westmoreland County, Virginia, approximately 80 km northeast of Richmond, Virginia. The Nomini Creek drains into the Nomini Bay which empties into the Potomac River and eventually into the Chesapeake Bay. The Nomini Creek watershed consists of 43 percent cropland, 54 percent woodland, and 3 percent homesites and roads. Agricultural activities are primarily row crops with corn, soybeans, and small grain being the major crops. Conventionally-tilled corn followed by small grain with no-till soybeans planted in small grain residue is the typical crop rotation in the watershed. There are no urban areas or industrial establishments within the watershed.

The Nomini Creek watershed is located within the Virginia Coastal Plain physiographic province. Soils in the watershed, generally classified as Ultisols, range from loam to sandy loam and contain 0.5 - 2 percent organic matter. The major soils are of the Suffolk and Rufford series. The Suffolk soils which occupy about 58 percent of the watershed area are deep and well drained, have moderate permeability, slow runoff potential, and low to moderate water holding capacity. Rufford soils which cover approximately 34 percent of watershed area, are deep with moderately steep to steep slopes (6 - 50 percent) and have moderate to rapid permeability, slow to medium runoff potential, and low water holding capacity. Approximately 55 percent of the woodland areas in the watershed are on Rufford soil series (Mostaghimi et al., 1989).

The locations of 8 ground-water monitoring wells along with 2 runoff stations and 1 meteorological station within the Nomini Creek watershed are shown in Figure 1. The wells were installed in predominantly farmed areas and were drilled in pairs, 100-150 m apart, with one well located hydraulically downgradient of the other. Two pairs of wells were installed in fields with a no-till corn - soybean rotation, while the other two pairs were installed in fields with conventionally-tilled corn - soybean rotation. Both the conventional till and no-till fields followed a typical corn - small grain - soybean rotation. Table 1 summarizes the general characteristics of the monitoring wells and the cropping practices in the watershed. The cropping pattern and crop rotation are included for estimating the effects of timing and rate of chemical application on the near-well zone. Each monitoring well consists of a 15-cm diameter borehole drilled 3 m below the static water table and a 3 m long, 5-cm I.D. (internal diameter) slotted PVC well screen. The well casing consists of a 5-cm I.D. PVC pipe. All wells were developed with a portable gas displacement pump and equipped with a locking cap. Detailed description of well construction and development are given by Mostaghimi et al. (1989).

Pesticide (herbicide and insecticide) use on corn and soybeans, which are the major crops grown in the watershed, is obtained by farmer's survey. The rate and timing of herbicide application is dependent upon the cropping pattern adopted by the farmer. Generally, corn is planted between late April and early May. The post-emergent sprays are usually applied in early July. Several insecticides are applied in the watershed to control insect population. The insecticides are applied at varying rates depending upon the insect problems encountered.

The ground-water monitoring wells are being sampled at least once a month. A submersible, gas-driven bladder pump is used to purge about 4 - 6 well volumes of water before the sample is taken. This amount of purging is required to stabilize pH, electrical conductivity, temperature, and dissolved oxygen of the discharged water. All pesticide samples are collected in 4-l. glass bottles, refrigerated immediately at 4°C, and immediately transferred to the laboratory for analysis. A detailed description of the sample collection and handling protocol, along with QA/QC procedures is described by Mostaghimi (1989).

Table 1. Well Characteristics and Near-well Cropping Patterns and Rotations

Well Site	Depth To Water Table (m)	Total Depth Of Well (m)	Soil Characteristics	Typical Cropping Pattern, Rotation*		
				1986	1987	1988
GN1(u)	10.7	13.7	Ssl(A)	SBR-NTC	SG(b)-NTSB	SBR-NTC
GN2(d)	9.8	12.8	Ssl(B)	SBR-NTC	SG(b)-NTSB	SBR-NTC
GN3(u)	12.2	15.2	Ssl(B)	SBR-NTC	SG(w)-NTSB	SBR-NTC
GN4(d)	10.7	13.7	Ssl(A)	SG(b)-NTSB	SA-SA	SA-FSSB
GN5(u)	13.5	16.5	Ssl(B)	SG(w)-NTSB	SA-SA	SA-SA
GN6(d)	9.0	12.0	Ssl(B)	SG(w)-NTSB	SA-SA	SA-SA
GN7(u)	13.8	15.8	Ssl(B)	SBR-NTC	SG(b)-NTSB	SBR-NTC
GN8(d)	8.9	11.9	Ssl(B)	SA-SA	SA-SA	SA-SA

u = upgradient well, d = downgradient well

Ssl = Suffolk sandy loam (A = 0 - 2% slope; B = 2 - 6% slope)

* Cropping pattern and rotation in near well areas

SBR = soybean residue, NTC = no-till corn, SG(b) = small grain (barley), NTSB = no-till soybean, SG(w) = small grain (wheat), FSSB = full-season soybean, SA = set aside

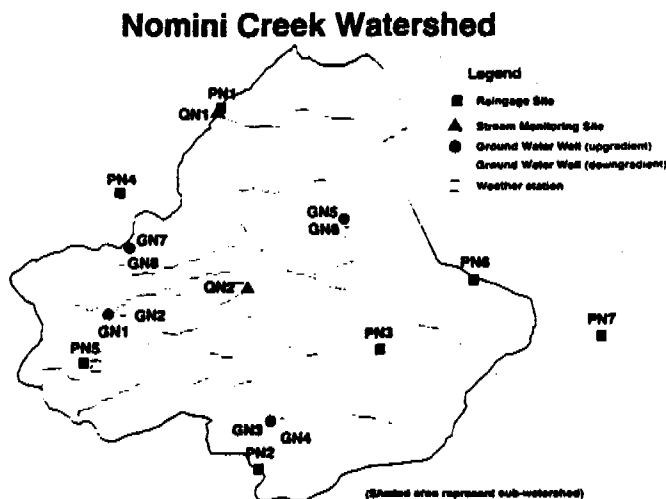


Figure 1. Nomini Creek Watershed: Location of monitoring stations

A number of statistical analysis techniques were used to provide some interpretation of the ground-water quality data. Nonparametric analysis procedures were used in all the statistical analyses since water quality data typically do not meet the assumptions necessary for performing parametric or classical statistical procedures. The crop covers compared were designated as corn, (April 1986 through September 1986, April through September 1988), small grain (October 1986 through June 1987, October 1988 through June 1989), soybeans (July through November 1987), and fallow or set-aside (December 1987 through March 1988).

RESULT AND DISCUSSIONS

Ground-water samples obtained from the eight monitoring wells were analyzed for pesticide concentrations using several statistical procedures. Table 2 summarizes the concentration of pesticides detected in groundwater for samples collected between June 1986 and June 1989. Most of the pesticides reportedly used in the near-well fields were detected at varying concentrations and frequencies. A total of 20 different pesticides were detected in groundwater at concentrations ranging from trace levels or above detection limits to 41.89 ppb (Table 2).

Table 2. Concentration (ppb) of Pesticides Detected in Ground Water^a.

Common Name	Trade Name	Mean	Standard Deviation	Range of Concentrations	
				Minimum	Maximum
Alachlor	Lasso	0.02(88) ^b	0.04	0.01	0.18
Atrazine (c)	Aatrex	0.51(160)	2.16	0.04	25.56
Bentazone	Basagran	0.02(32)	0.08	0.07	0.35
Carbaryl	Sevin	0.05(56)	0.17	0.03	1.22
Carbofuran	Furadan	0.27(56)	0.80	0.02	3.67
Dicamba (c)	Banvel	0.08(64)	0.58	0.01	4.68
Disulfoton	Disyston	0.21(16)	0.71	0.04	2.87
Fenvalerate (c)	Pydrin	0.02(24)	0.06	0.01	0.28
Flauzifop-butyl (c)	Fusilade	2.89(16)	8.48	0.01	31.62
Linuron (c)	Lorox	0.50(8)	0.61	0.35	1.31
Malathion		0.08(40)	0.15	0.01	0.72
Metolachlor (c)	Dual	0.07(72)	0.34	0.02	2.86
Metribuzin (c)	Lexone	0.04(104)	0.27	0.01	2.73
Oryzalin	Surflan	0.12(8)	0.31	0.06	0.87
Permethrin (c)	Pounce	0.04(40)	0.20	0.01	1.25
Sethoxydim	Poast	1.57(32)	7.41	0.32	41.89
Simazine	Princep	0.31(64)	0.78	0.06	4.21
Toxaphene (c)		0.22(8)	0.62	0.00	1.75
Trifluralin (c)	Treflan	0.03(96)	0.08	0.01	0.54
2,4-D (c)		0.30(56)	0.90	0.01	4.74

a = sampling period from June 1986 - June 1989; b = sample size (N) used to compute mean and standard deviation is indicated in parenthesis (Total number of samples taken = 208); c = herbicides/insecticides used in the Nomini Creek watershed

The frequency of pesticide detections in groundwater were examined. Atrazine was by far the most commonly detected of all the pesticides sampled, with a frequency of detection of 20.3 percent of total samples analyzed. Atrazine, a member of the s-triazine group, is moderately adsorbed, moderately persistent, and moderately soluble in water. Other pesticides in the s-triazine group including metribuzin, cyanazine, and simazine were also detected at varying frequencies (Figure 2). Metribuzin, a member of the s-triazine class was detected in 14 percent of the samples. Cyanazine, although reportedly used in near well fields, was not detected in any of the samples analyzed. Simazine was detected in 5 percent of the samples (Figure 2) although there is practically no recent record of its application in the watershed. This herbicide is characterized by a high leaching po-

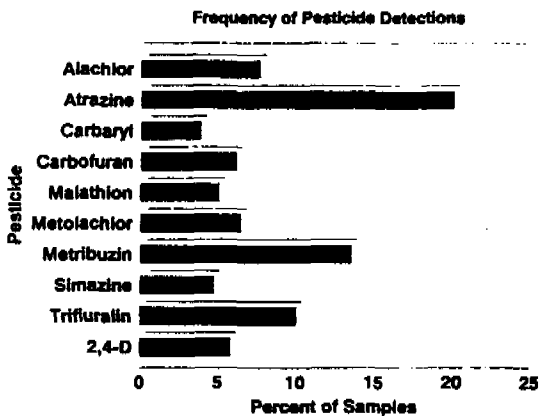


Figure 2. Frequency of pesticide detections in groundwater

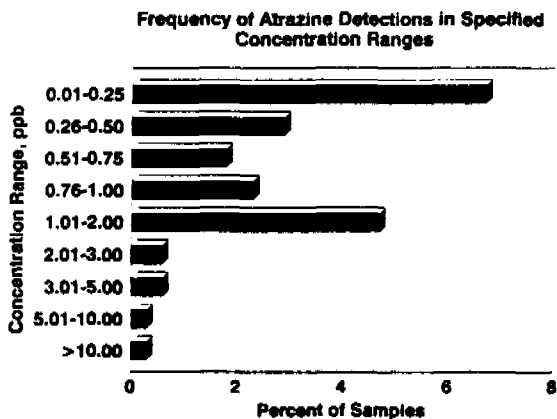


Figure 3. Frequency of atrazine detections in specified concentration ranges

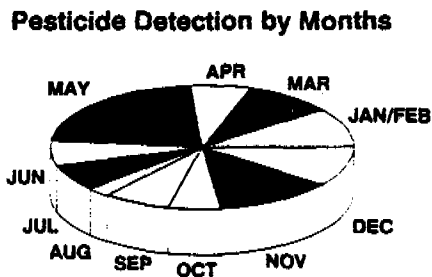


Figure 4. Monthly variations in pesticide detections in groundwater

tential, which has been derived from its moderate to low partition coefficient and relatively long half-life (Cohen et al., 1984).

The second most heavily used group of pesticides in the watershed are those of the amide family. Those amide herbicides commonly used in the watershed include alachlor and metolachlor. These herbicides were frequently detected in ground water; however, their concentration levels were below the most recent HAI.s of 0.4 ppb for alachlor and 100 ppb for metolachlor. The frequency of detection of alachlor was 7.6 percent (Figure 2). Most of the samples with detected alachlor were in wells located in no-till fields. Metolachlor was also detected in several wells. However, its 6.4 percent frequency of detection was slightly lower than 7.6 percent for alachlor due to the difference in aqueous solubility of the two herbicides (242 ppm for alachlor compared to 530 ppm for metolachlor). Dicamba and 2,4-D. were found in 2 percent and 6 percent of the samples, respectively (Figure 2). Their presence in ground water suggests intense weed and brush controls in no-till fields and/or enhanced surface water to ground-water transport.

A total of 6 insecticides, carbaryl, carbofuran, disulfoton, flauzifop-butyl, malathion, and sethoxydim were detected at various concentration levels in wells sampled. Carbaryl, carbofuran, and malathion were detected at frequencies of 4, 6, and 5 percent, respectively (Figure 2). The frequencies of detection of these insecticides are low considering their rate of application in the watershed. The concentration levels of carbaryl, carbofuran, and malathion were in the range of 0.03 - 1.22 ppb, 0.02 - 3.67 ppb, and 0.01 - 2.73 ppb, respectively (Table 2). The other insecticides, disulfoton, flauzifop-butyl, and sethoxydim had 1.5, 0.9, and 0.6 percent frequencies of detection, respectively, out of the 208 samples analyzed. These insecticides are known to have relatively moderate to high adsorption characteristics indicating that under normal farming practices, it is unlikely that they would leach by matrix flow to the ground water. Flauzifop-butyl was detected above its detection limit in three of the wells sampled. Concentrations were 20.32, 14.56, and 31.62 ppb in wells GN3, GN7, and GN8, respectively. These concentrations were obtained in ground water samples taken in December 1986 (for GN7 and GN8) and February 1987 (for GN3). A plausible explanation for this one-time detection of flauzifop-butyl may be the effects of preferential flow. Preferential movement of water and soluble chemicals through large pores (e.g., decayed plant roots) could bypass soil matrix and therefore reach ground water in a short period of time. Transport of these soluble chemicals to nearby wells could result in high chemical concentration in ground water.

Most of the wells in which atrazine was detected had less than 0.25 ppb concentration (Figure 3). About 2 percent of the samples contained atrazine at levels greater than the EPA proposed health advisory level (HAI.) of 3 ppb (EPA, 1986). One of the wells sampled had a concentration of atrazine of 25.56 ppb. The second largest concentration of atrazine in any one well was 4.04 ppb. Thus, the observed concentration of atrazine of 25.56 ppb appears to be an outlier and could be attributed to an accidental spill near the well or lack of well head protection.

The temporal variation of pesticide concentrations was examined. Pesticides were detected in samples collected throughout the year. The percentage of samples with a pesticide detection on a month-by-month basis is shown in Figure 4. May through October is the more likely time to detect pesticides in groundwater. The time of detection may be dependent on the time of pesticide application, rainfall pattern and intensity, and cropping practices (e.g., crop rotation, cropping pattern). Preplant herbicides are applied before crop emergence and may be incorporated into the soil. Post-emergent treatments are applied after the crop has emerged and when weeds are at or near emergence (Fawcett and Owens, 1986). Snowmelt and spring rainfall occurs before chemical application, so the presence of the herbicides in March and April represents residual concentrations that have been leached through the soil from previous months. In general, pesticides were detected in about 10 percent of the samples collected during the winter months (December, February, and March). Low evapotranspiration rate coupled with time delay in chemical movement may be the reason for pesticide detection in these months. The occurrence of pesticides in December, however, could be the result of ground water recharge from snowmelt before sampling. When the pesticide data are separated in terms of their usage (insect and weed control), the results are not surprising. Most of the herbicides were detected in May following their application to no-till soybeans fields. Other herbicides persisted throughout the year; however, their frequencies of detection were much less than for insecticides. In general, the temporal concentration patterns of pesticides in ground

water appear to be dependent upon the rate of ground-water recharge, pesticide application cycles resulting from crop rotation, and the season of the year.

The relationships between depth to water table, well location, land use, cropping patterns, and pesticide concentrations in groundwater were examined. The depth to water table at each well site had a slight effect on the concentration levels of the pesticides. Depth to water table represents the approximate distance that contaminants must travel through the vadose zone to reach the water table. Generally, the greater the thickness of the vadose zone, the more time it takes for the contaminants to reach the water table (neglecting the effects of preferential flow), and the greater the probability that the contaminants will be degraded, adsorbed, or otherwise dissipated before reaching the water table. For the pesticide analyzed, the hydrogeologic locations of the deeper wells (Table 1) in the ground water flow system probably impacted the magnitude and variability of the more soluble and persistent pesticides.

Due to the low detection frequency of the pesticides analyzed, only detected pesticide concentrations were included in the statistical analysis. Only atrazine, metribuzin, and trifluralin had enough detected samples to conduct meaningful statistical tests. The Kruskal-Wallis test was run on the atrazine, metribuzin, and trifluralin detected concentrations to determine whether concentrations of pesticides differ significantly among wells. None of the pesticides analyzed indicated a significant difference at the 0.05 level among any of the wells. Therefore, there is no clear indication of site effects on the concentration of the pesticides. The Wilcoxin rank sum test was run on the detected samples of pesticide concentrations to determine whether concentrations of pesticides differ significantly between upgradient and downgradient wells. No statistically significant difference at the 0.05 level between the two well locations was observed, despite visual observation of sampling results pointing to the contrary. The results of the statistical analysis may be biased due to the small sample size used. It is, however, important to point out that the high concentrations of some pesticides in downgradient wells indicate that lateral flow is the primary mode of transport after the leachate reaches the ground water.

The effects of land use on pesticide concentrations in groundwater were also examined by grouping the 8 wells into two land use categories (no-till and conventional tillage) and then comparing the corresponding concentrations between categories. The Wilcoxin rank sum test was run on the pesticide data to determine whether ground water concentrations of pesticides differ significantly between wells located in no-till and conventional tillage fields. Detected concentrations of the pesticides were examined and concentrations of the 3 pesticides were found not to be significantly different at the 0.05 level.

The Kruskal-Wallis test was run on the detected samples of atrazine to determine whether the concentration of atrazine differs significantly among growing seasons. A significant difference among crop and crop residue was detected at the 0.05 level. Atrazine concentrations were lowest under small grains and highest under soybean residue and corn. The lowest percent of detections of atrazine also occurred during the growing seasons of small grains. Significant differences among crop covers could not be compared for the other pesticides because of the small sample size of detected concentrations.

CONCLUSIONS

Eight ground-water wells located in predominantly agricultural areas were used to monitor the quality of groundwater beneath the watershed. Samples from these wells were analyzed for nutrients and pesticides. A total of 17 pesticides were detected (at least more than twice) in samples collected between June 1986 and June 1989. Atrazine was the most prevalent pesticide with concentrations ranging from 0.03 to 25.56 ppb detected in 20.3 percent of the samples. Other pesticides were detected at frequency ranging from 0.6 to 13.5 percent and concentrations ranging from 0.01 to 41.89 ppb. Simazine was detected at concentrations in the range of 0.06 to 4.21 ppb, although there is no record of its use in the watershed.

The results of the pesticide monitoring program indicate a relation between water table depth and the presence of detectable concentrations of pesticides. Statistical analysis of the data indicate no significant differences between pesticide concentrations in groundwater and well locations or tillage practice. Statistical analysis of the atrazine data also indicate that concentrations of atrazine are

generally lower when fields are planted in small grains as opposed to corn or soybean crops. In general, however, pesticides were detected in samples collected throughout the sampling period. Samples collected in late spring and early summer contained pesticides more frequently than other samples.

Ongoing data collection during the post-BMP phase of the project will provide more definitive relationships between nutrient and pesticide concentrations in groundwater and land use, hydrologic variables, and cultural practices. In the Nomini Creek watershed, BMPs were implemented in the spring of 1989. Data collected after BMP implementation will serve as a basis for evaluating the impacts of land use, nutrient and pesticide applications rates, and environmental variables on ground water quality. Once sufficient post-BMP data is collected, trend analysis will be conducted to evaluate the impact of BMPs on ground-water quality underlying the watershed.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was supported, in part, by the Virginia Department of Conservation and Recreation, Division of Soil and Water Conservation, Richmond, Virginia.

REFERENCES

- Cohen, S.Z., S.M. Creeger, R.F. Carsel, and C.G. Enfield (1984), Potential pesticide contamination of ground water from agricultural uses. In: Treatment and disposal of pesticide wastes. R.F. Kruger and J.N. Seiber (eds.). ACS Symposium Series No. 259. American Chemical Society, Washington, D.C.
- Cohen, S.Z., C. Fiden, and M.N. Lorber (1986), Monitoring ground water for pesticides. In: Evaluation of pesticides in ground water. W.Y. Garner, R.C. Honeycutt, and H.N. Nigg (eds.). ACS Symposium Series No. 315. American Chemical Society, Washington, D.C.
- Fairchild, D.M. (1987), A national assessment of ground water contamination from pesticides and fertilizers. In: Groundwater quality and agricultural practices. D.M. Fairchild (ed.). Lewis Pub., Chelsea, MI.
- Mostaghimi, S. (1989), Watershed / Water Quality monitoring for evaluating BMP effectiveness - Nomini Creek Watershed. Quality Assurance / Quality Control Project Plan, Report No. N-QA-3-8906. Agricultural Engineering Department, Virginia Tech, Blacksburg, VA, 278 P.
- Mostaghimi, S., U.S. Tim, P.W. McClellan, J.C. Carr, R.K. Byler, T.A. Dillaha, V.O. Shanholtz, and J.R. Pratt (1989), Watershed / Water Quality monitoring for evaluation of BMP effectiveness - Nomini Creek Watershed. Pre-BMP Evaluation Report No. N-PI-8811. Agricultural Engineering Department, Virginia Tech, Blacksburg, VA. 271 P.
- U.S. Environmental Protection Agency (1983), Chesapeake Bay: A framework for action. U.S. Environmental Protection Agency, Philadelphia, P.A.
- U.S. Environmental Protection Agency (1986), Quality criteria for water. EPA-440/5-86-001. Office of Water Regulations and Standards. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

EL USO DE AGUAS SALINAS BICARBONATADAS Y SULFATICAS PARA RIEGO

Manuel Ortega Escobar, Centro de Hidrociencias, Colegio de Postgraduados. Jose Luis Rone Puello, Centro de Hidrociencias, Colegio de Postgraduados.

Manuel Ortega Escobar, Centro de Hidrociencias, Colegio de Postgraduados, Carretera Mexico-Texcoco, Montecillo, Edo. de México, CP 56230. Teléfono: 4-59-33 Fax 4-57-33.

El aumento de la población a nivel de país y del mundo, la incorporación de nuevas áreas de riego con diferentes métodos han hecho que se utilice al máximo, cada vez mas, nuevas fuentes naturales de agua. Se ha considerado que las aguas que contienen 1.5 g.l⁻¹, en general son buenas para riego. Las aguas que contienen 1.5-2.5 g.l⁻¹ solo son recomendables para riego cuando se explotan cultivos agrícolas tolerantes a la salinidad y además, en las superficies agrícolas, deben existir sistemas de drenaje, cuando las aguas contienen una cantidad mayor de 3.7 g.l⁻¹ por lo comun, el uso para el riego de estas aguas no es recomendable.

El uso de diferentes tipos de agua debe tomar en cuenta las relaciones iónicas: Cl/SO₄ y HCO₃/Cl + SO₄ y la concentración total electrolítica.

En el cuadro 1 se presenta la composición química de las aguas bicarbonatadas del Estado de Guanajuato. Se puede observar que la concentración total electrolítica es de 0.332-2.084 g.l⁻¹. Las aguas de la zona de Obrajuelo tienen una concentración de 1.9-2.1 g.l⁻¹ y una relación iónica HCO₃/Cl + SO₄ = 0.55-0.72.

Esta relación indica que los procesos de hidrólisis del sistema NaHCO₃- Na₂CO₃ en los suelos tienen ocurrencia con mucha intensidad.

En las aguas de riego bicarbonatadas ocurre una precipitación del ion calcio de acuerdo con el siguiente esquema:



La precipitación del ion calcio en los suelos en forma de CaCO₃ hace que el complejo de intercambio catiónico se sature con sodio intercambiable XNa.

Los altos contenidos de sodio en las aguas afectan las propiedades físicas de los suelos. Cuando un ion determinado satura en alguna medida el complejo de intercambio catiónico, las propiedades físicas de los suelos se afectan de acuerdo con la siguiente serie:

Propiedades de los suelos	Actividad relativa
Dispersión	Na > K > Mg > Ca > Al
Velocidad de infiltración	Na < K < Mg < Ca < Al
Plasticidad	Na > K > Mg > Ca > Al
Disociación de coloides	Na > K > Mg > Ca > Al

En el cuadro 2 se presentan los contenidos de las sales solubles en los suelos de Obrajuelo, Gto., y el contenido de bases intercambiables. En los suelos se han regado durante muchos años con aguas bicarbonatadas. En las aguas de Obrajuelo se tiene una predominancia relativa de bicarbonato de sodio (NaHCO₃). La concentración de sales en el espesor de suelo 60-90 cm alcanza valores de 0.6-0.8% y en la profundidad de 90-210 cm la concentración de sales disminuye hasta valores de 0.1-0.3%. En estos espesores, es muy importante señalar, que las sales predominantes son: NaHCO₃ y Na₂SO₄. En estas condiciones el complejo de intercambio catiónico se satura con XNa.

En el Cuadro 3 se presentan los contenidos de las bases intercambiables.

En la profundidad 0-90 cm el contenido de XNa alcanza valores de 18.0-32%. Y en la profundidad 90-210 cm el XNa alcanza valores de 80.0-86.0%.

Los altos contenidos de XNa en los suelos se debe a que cuando se riegan los suelos con aguas bicarbonatadas, en los suelos se presentan los siguientes procesos hidrolíticos:



Estos procesos facilitan la introducción del ion sodio al complejo de intercambio cationico.

En el cuadro 4 se presentan la composición química de las aguas sulfáticas de Río Verde-Matehuala, S.L.P. La concentración de estas aguas es de 4.6-6 g.l⁻¹ y la CE es de 3.6-4.8 mmhos.cm⁻¹. Existen en estas aguas altos contenidos de CaSO₄. Obviamente, cuando se riega con estas aguas, en los suelos ocurre una descarga de CaSO₄. Este proceso se corrobora con los análisis de los suelos regados con aguas sulfáticas. Por ejemplo: la CE del extracto de saturación es de 2.92 mmhos.cm⁻¹ y la CE en extracto de relación suelo-agua 1:5 es de 2.30 mmhos.cm⁻¹. El contenido de Ca⁺² en el extracto de saturación es de 1.84 meq/100 g y en el extracto acuoso de relación 1:5 el contenido de Ca⁺² es de 16.0 meq/100 g, estas particularidades del comportamiento del ion Ca⁺² en los suelos sulfáticos indican que el CaSO₄ pasa a la solución.

En el manejo de los suelos sulfáticos se debe dar especial atención a los sistemas de sales: Na₂SO₄ Na₂SO₄.10H₂O y CaCO₃-CaSiO₃-CaSO₄. Durante un proceso de evaporación, en los suelos sulfáticos, se tiene el siguiente sistema de sales solubles: MgSO₄-NaSO₄.

Los minerales sales que se tienen en la fase sólida de los suelos sulfáticos son: halita (NaCl), mirabilita (Na₂SO₄ 10H₂O) tenardita (Na₂SO₄), epsomita (MgSO₄.7H₂O), bloedita Na₂Mg(SO₄)₂.4H₂O hexahydrata (Na₂SO₄.6H₂O) glauberita (Na₂SO₄.CaSO₄) y astrakanita Na₂SO₄.MgSO₄.4H₂O.

En el Cuadro 5 se presentan los resultados de la capacidad germinativa de los siguientes cultivos: frijol, maíz, avena, sorgo, trigo, cebada, cártamo y algodón. Las sales utilizadas en las pruebas experimentales fueron: MgSO₄.7H₂O, Na₂SO₄.10H₂O y NaHCO₃.

REFERENCIA

Baltazar, B.O., 1991. Calidad de las aguas de los Estados de Querétaro (zona norte) y San Luis Potosí (Río Verde-Matehuala). Reporte Técnico. Centro de Hidrociencias, C.P. 66 pp.

Kovda, V.A., 1976. Los suelos de las zonas áridas como objeto de riego. Ed. Nau ka. Moscú. URSS. 5-71 pp.

Ortega, E.M., 1976. Cambios físico-químicos de suelos del Ex-Lago de Texcoco sujetos a lavado con diferentes soluciones. Tesis de Maestría en Ciencias. Rama de Riego y Drenaje, C.P. 109 pp.

Ortega, E.M., 1990. Manejo y uso de las aguas salinas en la agricultura. Memoria: Análisis de la problemática del agua y perspectivas para la modernización de su uso en la agricultura de Guanajuato. Celaya, Gto. 29-45 pp.

Ríos, G.R., 1991. Estudio de la calidad de las aguas de pozos profundos de las zonas del Estado de Guanajuato (Celaya-Salamanca y San Luis de la Paz). Reporte Técnico. Centro de Hidrociencias, C.P. 66 pp.

Table 1. Well Characteristics and Near-well Cropping Patterns and Rotations

Well Site	Depth To Water Table (m)	Total Depth Of Well (m)	Soil Characteristics	Typical Cropping Pattern, Rotation*		
				1986	1987	1988
GN1(u)	10.7	13.7	Ssl(A)	SBR-NTC	SG(b)-NTSB	SBR-NTC
GN2(d)	9.8	12.8	Ssl(B)	SBR-NTC	SG(b)-NTSB	SBR-NTC
GN3(u)	12.2	15.2	Ssl(B)	SBR-NTC	SG(w)-NTSB	SBR-NTC
GN4(d)	10.7	13.7	Ssl(A)	SG(b)-NTSB	SA-SA	SA-FSSB
GN5(u)	13.5	16.5	Ssl(B)	SG(w)-NTSB	SA-SA	SA-SA
GN6(d)	9.0	12.0	Ssl(B)	SG(w)-NTSB	SA-SA	SA-SA
GN7(u)	13.8	15.8	Ssl(B)	SBR-NTC	SG(b)-NTSB	SBR-NTC
GN8(d)	8.9	11.9	Ssl(B)	SA-SA	SA-SA	SA-SA

u = upgradient well, d = downgradient well

Ssl = Suffolk sandy loam (A = 0 - 2% slope; B = 2 - 6% slope)

* Cropping pattern and rotation in near well areas

SBR = soybean residue, NTC = no-till corn, SG(b) = small grain (barley), NTSB = no-till soybean, SG(w) = small grain (wheat), FSSB = full-season soybean, SA = set aside

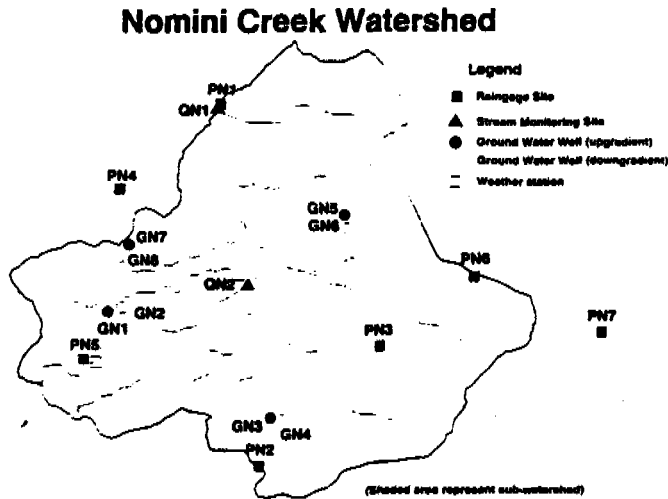


Figure 1. Nomini Creek Watershed: Location of monitoring stations

A number of statistical analysis techniques were used to provide some interpretation of the ground-water quality data. Nonparametric analysis procedures were used in all the statistical analyses since water quality data typically do not meet the assumptions necessary for performing parametric or classical statistical procedures. The crop covers compared were designated as corn, (April 1986 through September 1986, April through September 1988), small grain (October 1986 through June 1987, October 1988 through June 1989), soybeans (July through November 1987), and fallow or set-aside (December 1987 through March 1988).

RESULT AND DISCUSSIONS

Ground-water samples obtained from the eight monitoring wells were analyzed for pesticide concentrations using several statistical procedures. Table 2 summarizes the concentration of pesticides detected in groundwater for samples collected between June 1986 and June 1989. Most of the pesticides reportedly used in the near-well fields were detected at varying concentrations and frequencies. A total of 20 different pesticides were detected in groundwater at concentrations ranging from trace levels or above detection limits to 41.89 ppb (Table 2).

Table 2. Concentration (ppb) of Pesticides Detected in Ground Water^a.

Common Name	Trade Name	Mean	Standard Deviation	Range of Concentrations	
				Minimum	Maximum
Alachlor	Lasso	0.02(88) ^b	0.04	0.01	0.18
Atrazine (c)	Aatrex	0.51(160)	2.16	0.04	25.56
Bentazone	Basagran	0.02(32)	0.08	0.07	0.35
Carbaryl	Sevin	0.05(56)	0.17	0.03	1.22
Carbofuran	Furadan	0.27(56)	0.80	0.02	3.67
Dicamba (c)	Banvel	0.08(64)	0.58	0.01	4.68
Disulfoton	Disyston	0.21(16)	0.71	0.04	2.87
Fenvalerate (c)	Pydrin	0.02(24)	0.06	0.01	0.28
Flauzifop-butyl (c)	Fusilade	2.89(16)	8.48	0.01	31.62
Linuron (c)	Lorox	0.50(8)	0.61	0.35	1.31
Malathion		0.08(40)	0.15	0.01	0.72
Metolachlor (c)	Dual	0.07(72)	0.34	0.02	2.86
Metribuzin (c)	Lexone	0.04(104)	0.27	0.01	2.73
Oryzalin	Surflan	0.12(8)	0.31	0.06	0.87
Permethrin (c)	Pounce	0.04(40)	0.20	0.01	1.25
Sethoxydim	Poast	1.57(32)	7.41	0.32	41.89
Simazine	Princep	0.31(64)	0.78	0.06	4.21
Toxaphene (c)		0.22(8)	0.62	0.00	1.75
Trifluralin (c)	Treflan	0.03(96)	0.08	0.01	0.54
2,4-D (c)		0.30(56)	0.90	0.01	4.74

a = sampling period from June 1986 - June 1989; b = sample size (N) used to compute mean and standard deviation is indicated in parenthesis (Total number of samples taken = 208); c = herbicides/insecticides used in the Normini Creek watershed

The frequency of pesticide detections in groundwater were examined. Atrazine was by far the most commonly detected of all the pesticides sampled, with a frequency of detection of 20.3 percent of total samples analyzed. Atrazine, a member of the s-triazine group, is moderately adsorbed, moderately persistent, and moderately soluble in water. Other pesticides in the s-triazine group including metribuzin, cyanazine, and simazine were also detected at varying frequencies (Figure 2). Metribuzin, a member of the s-triazine class was detected in 14 percent of the samples. Cyanazine, although reportedly used in near well fields, was not detected in any of the samples analyzed. Simazine was detected in 5 percent of the samples (Figure 2) although there is practically no recent record of its application in the watershed. This herbicide is characterized by a high leaching po-

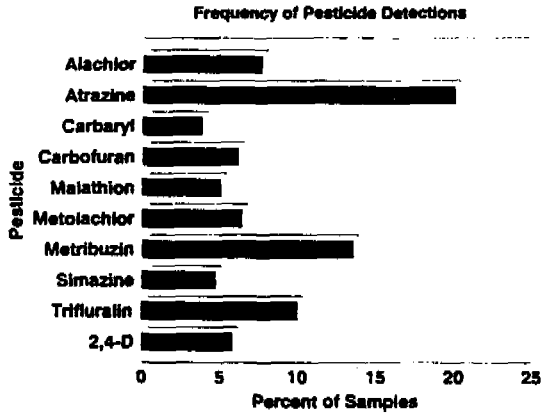


Figure 2. Frequency of pesticide detections in groundwater

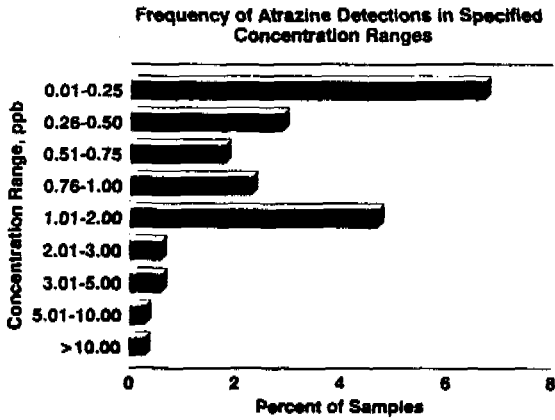


Figure 3. Frequency of atrazine detections in specified concentration ranges

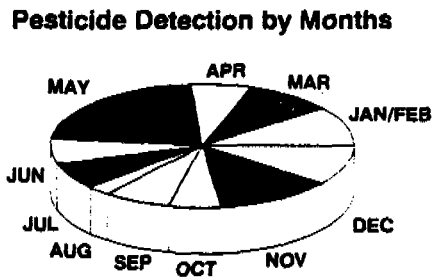


Figure 4. Monthly variations in pesticide detections in groundwater

tential, which has been derived from its moderate to low partition coefficient and relatively long half-life (Cohen et al., 1984).

The second most heavily used group of pesticides in the watershed are those of the amide family. Those amide herbicides commonly used in the watershed include alachlor and metolachlor. These herbicides were frequently detected in ground water; however, their concentration levels were below the most recent HAI.s of 0.4 ppb for alachlor and 100 ppb for metolachlor. The frequency of detection of alachlor was 7.6 percent (Figure 2). Most of the samples with detected alachlor were in wells located in no-till fields. Metolachlor was also detected in several wells. However, its 6.4 percent frequency of detection was slightly lower than 7.6 percent for alachlor due to the difference in aqueous solubility of the two herbicides (242 ppm for alachlor compared to 530 ppm for metolachlor). Dicamba and 2,4-D, were found in 2 percent and 6 percent of the samples, respectively (Figure 2). Their presence in ground water suggests intense weed and brush controls in no-till fields and/or enhanced surface water to ground-water transport.

A total of 6 insecticides, carbaryl, carbofuran, disulfoton, flauzifop-butyl, malathion, and sethoxydim were detected at various concentration levels in wells sampled. Carbaryl, carbofuran, and malathion were detected at frequencies of 4, 6, and 5 percent, respectively (Figure 2). The frequencies of detection of these insecticides are low considering their rate of application in the watershed. The concentration levels of carbaryl, carbofuran, and malathion were in the range of 0.03 - 1.22 ppb, 0.02 - 3.67 ppb, and 0.01 - 2.73 ppb, respectively (Table 2). The other insecticides, disulfoton, flauzifop-butyl, and sethoxydin had 1.5, 0.9, and 0.6 percent frequencies of detection, respectively, out of the 208 samples analyzed. These insecticides are known to have relatively moderate to high adsorption characteristics indicating that under normal farming practices, it is unlikely that they would leach by matrix flow to the ground water. Flauzifop-butyl was detected above its detection limit in three of the wells sampled. Concentrations were 20.32, 14.56, and 31.62 ppb in wells GN3, GN7, and GN8, respectively. These concentrations were obtained in ground water samples taken in December 1986 (for GN7 and GN8) and February 1987 (for GN3). A plausible explanation for this one-time detection of flauzifop-butyl may be the effects of preferential flow. Preferential movement of water and soluble chemicals through large pores (e.g., decayed plant roots) could bypass soil matrix and therefore reach ground water in a short period of time. Transport of these soluble chemicals to nearby wells could result in high chemical concentration in ground water.

Most of the wells in which atrazine was detected had less than 0.25 ppb concentration (Figure 3). About 2 percent of the samples contained atrazine at levels greater than the EPA proposed health advisory level (HAI.) of 3 ppb (EPA, 1986). One of the wells sampled had a concentration of atrazine of 25.56 ppb. The second largest concentration of atrazine in any one well was 4.04 ppb. Thus, the observed concentration of atrazine of 25.56 ppb appears to be an outlier and could be attributed to an accidental spill near the well or lack of well head protection.

The temporal variation of pesticide concentrations was examined. Pesticides were detected in samples collected throughout the year. The percentage of samples with a pesticide detection on a month-by-month basis is shown in Figure 4. May through October is the more likely time to detect pesticides in groundwater. The time of detection may be dependent on the time of pesticide application, rainfall pattern and intensity, and cropping practices (e.g., crop rotation, cropping pattern). Preplant herbicides are applied before crop emergence and may be incorporated into the soil. Post-emergent treatments are applied after the crop has emerged and when weeds are at or near emergence (Fawcett and Owens, 1986). Snowmelt and spring rainfall occurs before chemical application, so the presence of the herbicides in March and April represents residual concentrations that have been leached through the soil from previous months. In general, pesticides were detected in about 10 percent of the samples collected during the winter months (December, February, and March). Low evapotranspiration rate coupled with time delay in chemical movement may be the reason for pesticide detection in these months. The occurrence of pesticides in December, however, could be the result of ground water recharge from snowmelt before sampling. When the pesticide data are separated in terms of their usage (insect and weed control), the results are not surprising. Most of the herbicides were detected in May following their application to no-till soybeans fields. Other herbicides persisted throughout the year; however, their frequencies of detection were much less than for insecticides. In general, the temporal concentration patterns of pesticides in ground

water appear to be dependent upon the rate of ground-water recharge, pesticide application cycles resulting from crop rotation, and the season of the year.

The relationships between depth to water table, well location, land use, cropping patterns, and pesticide concentrations in groundwater were examined. The depth to water table at each well site had a slight effect on the concentration levels of the pesticides. Depth to water table represents the approximate distance that contaminants must travel through the vadose zone to reach the water table. Generally, the greater the thickness of the vadose zone, the more time it takes for the contaminants to reach the water table (neglecting the effects of preferential flow), and the greater the probability that the contaminants will be degraded, adsorbed, or otherwise dissipated before reaching the water table. For the pesticide analyzed, the hydrogeologic locations of the deeper wells (Table 1) in the ground water flow system probably impacted the magnitude and variability of the more soluble and persistent pesticides.

Due to the low detection frequency of the pesticides analyzed, only detected pesticide concentrations were included in the statistical analysis. Only atrazine, metribuzin, and trifluralin had enough detected samples to conduct meaningful statistical tests. The Kruskal-Wallis test was run on the atrazine, metribuzin, and trifluralin detected concentrations to determine whether concentrations of pesticides differ significantly among wells. None of the pesticides analyzed indicated a significant difference at the 0.05 level among any of the wells. Therefore, there is no clear indication of site effects on the concentration of the pesticides. The Wilcoxin rank sum test was run on the detected samples of pesticide concentrations to determine whether concentrations of pesticides differ significantly between upgradient and downgradient wells. No statistically significant difference at the 0.05 level between the two well locations was observed, despite visual observation of sampling results pointing to the contrary. The results of the statistical analysis may be biased due to the small sample size used. It is, however, important to point out that the high concentrations of some pesticides in downgradient wells indicate that lateral flow is the primary mode of transport after the leachate reaches the ground water.

The effects of land use on pesticide concentrations in groundwater were also examined by grouping the 8 wells into two land use categories (no-till and conventional tillage) and then comparing the corresponding concentrations between categories. The Wilcoxin rank sum test was run on the pesticide data to determine whether ground water concentrations of pesticides differ significantly between wells located in no-till and conventional tillage fields. Detected concentrations of the pesticides were examined and concentrations of the 3 pesticides were found not to be significantly different at the 0.05 level.

The Kruskal-Wallis test was run on the detected samples of atrazine to determine whether the concentration of atrazine differs significantly among growing seasons. A significant difference among crop and crop residue was detected at the 0.05 level. Atrazine concentrations were lowest under small grains and highest under soybean residue and corn. The lowest percent of detections of atrazine also occurred during the growing seasons of small grains. Significant differences among crop covers could not be compared for the other pesticides because of the small sample size of detected concentrations.

CONCLUSIONS

Tight ground-water wells located in predominantly agricultural areas were used to monitor the quality of groundwater beneath the watershed. Samples from these wells were analyzed for nutrients and pesticides. A total of 17 pesticides were detected (at least more than twice) in samples collected between June 1986 and June 1989. Atrazine was the most prevalent pesticide with concentrations ranging from 0.03 to 25.56 ppb detected in 20.3 percent of the samples. Other pesticides were detected at frequency ranging from 0.6 to 13.5 percent and concentrations ranging from 0.01 to 41.89 ppb. Simazine was detected at concentrations in the range of 0.06 to 4.21 ppb, although there is no record of its use in the watershed.

The results of the pesticide monitoring program indicate a relation between water table depth and the presence of detectable concentrations of pesticides. Statistical analysis of the data indicate no significant differences between pesticide concentrations in groundwater and well locations or tillage practice. Statistical analysis of the atrazine data also indicate that concentrations of atrazine are

generally lower when fields are planted in small grains as opposed to corn or soybean crops. In general, however, pesticides were detected in samples collected throughout the sampling period. Samples collected in late spring and early summer contained pesticides more frequently than other samples.

Ongoing data collection during the post-BMP phase of the project will provide more definitive relationships between nutrient and pesticide concentrations in groundwater and land use, hydrologic variables, and cultural practices. In the Nomini Creek watershed, BMPs were implemented in the spring of 1989. Data collected after BMP implementation will serve as a basis for evaluating the impacts of land use, nutrient and pesticide applications rates, and environmental variables on ground water quality. Once sufficient post-BMP data is collected, trend analysis will be conducted to evaluate the impact of BMPs on ground-water quality underlying the watershed.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was supported, in part, by the Virginia Department of Conservation and Recreation, Division of Soil and Water Conservation, Richmond, Virginia.

REFERENCES

- Cohen, S.Z., S.M. Creeger, R.F. Carsel, and C.G. Enfield (1984), Potential pesticide contamination of ground water from agricultural uses. In: Treatment and disposal of pesticide wastes. R.F. Kruger and J.N. Seiber (eds.). ACS Symposium Series No. 259. American Chemical Society, Washington, D.C.
- Cohen, S.Z., C. Eiden, and M.N. Lorber (1986), Monitoring ground water for pesticides. In: Evaluation of pesticides in ground water. W.Y. Garner, R.C. Honeycutt, and H.N. Nigg (eds.). ACS Symposium Series No. 315. American Chemical Society, Washington, D.C.
- Fairchild, D.M. (1987), A national assessment of ground water contamination from pesticides and fertilizers. In: Groundwater quality and agricultural practices. D.M. Fairchild (ed.). Lewis Pub., Chelsea, MI.
- Mostaghimi, S. (1989), Watershed / Water Quality monitoring for evaluating BMP effectiveness - Nomini Creek Watershed. Quality Assurance / Quality Control Project Plan, Report No. N-QA-3-8906. Agricultural Engineering Department, Virginia Tech, Blacksburg, VA, 278 P.
- Mostaghimi, S., U.S. Tim, P.W. McClellan, J.C. Carr, R.K. Byler, T.A. Dillaha, V.O. Shanholtz, and J.R. Pratt (1989), Watershed / Water Quality monitoring for evaluation of BMP effectiveness - Nomini Creek Watershed. Pre-BMP Evaluation Report No. N-P1-8811. Agricultural Engineering Department, Virginia Tech, Blacksburg, VA. 271 P.
- U.S. Environmental Protection Agency (1983), Chesapeake Bay: A framework for action. U.S. Environmental Protection Agency, Philadelphia, P.A.
- U.S. Environmental Protection Agency (1986), Quality criteria for water. EPA-440/5-86-001. Office of Water Regulations and Standards. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

EL USO DE AGUAS SALINAS BICARBONATADAS Y SULFATICAS PARA RIEGO

Manuel Ortega Escobar, Centro de Hidrociencias, Colegio de Postgraduados. Jose Luis Rone Puello, Centro de Hidrociencias, Colegio de Postgraduados.

Manuel Ortega Escobar, Centro de Hidrociencias, Colegio de Postgraduados, Carretera Mexico- Texcoco, Montecillo, Edo. de México, CP 56230. Teléfono: 4-59-33 Fax 4-57-33.

El aumento de la población a nivel de país y del mundo, la incorporación de nuevas áreas de riego con diferentes métodos han hecho que se utilice al máximo, cada vez más, nuevas fuentes naturales de agua. Se ha considerado que las aguas que contienen 1.5 g.l^{-1} , en general son buenas para riego. Las aguas que contienen $1.5-2.5 \text{ g.l}^{-1}$ solo son recomendables para riego cuando se explotan cultivos agrícolas tolerantes a la salinidad y además, en las superficies agrícolas, deben existir sistemas de drenaje, cuando las aguas contienen una cantidad mayor de 3.7 g.l^{-1} por lo común, el uso para el riego de estas aguas no es recomendable.

El uso de diferentes tipos de agua debe tomar en cuenta las relaciones iónicas: Cl/SO_4 y $\text{HCO}_3/\text{Cl} + \text{SO}_4$ y la concentración total electrolítica.

En el cuadro 1 se presenta la composición química de las aguas bicarbonatadas del Estado de Guanajuato. Se puede observar que la concentración total electrolítica es de $0.332-2.084 \text{ g.l}^{-1}$. Las aguas de la zona de Obrajuelo tienen una concentración de $1.9-2.1 \text{ g.l}^{-1}$ y una relación iónica $\text{HCO}_3/\text{Cl} + \text{SO}_4 = 0.55-0.72$.

Esta relación indica que los procesos de hidrólisis del sistema $\text{NaHCO}_3 - \text{Na}_2\text{CO}_3$ en los suelos tienen ocurrencia con mucha intensidad.

En las aguas de riego bicarbonatadas ocurre una precipitación del ion calcio de acuerdo con el siguiente esquema:



La precipitación del ion calcio en los suelos en forma de CaCO_3 hace que el complejo de intercambio catiónico se sature con sodio intercambiable XNa.

Los altos contenidos de sodio en las aguas afectan las propiedades físicas de los suelos. Cuando un ion determinado satura en alguna medida el complejo de intercambio catiónico, las propiedades físicas de los suelos se afectan de acuerdo con la siguiente serie:

Propiedades de los suelos	Actividad relativa
Dispersión	$\text{Na} > \text{K} > \text{Mg} > \text{Ca} > \text{Al}$
Velocidad de infiltración	$\text{Na} < \text{K} < \text{Mg} < \text{Ca} < \text{Al}$
Plasticidad	$\text{Na} > \text{K} > \text{Mg} > \text{Ca} > \text{Al}$
Disociación de coloides	$\text{Na} > \text{K} > \text{Mg} > \text{Ca} > \text{Al}$

En el cuadro 2 se presentan los contenidos de las sales solubles en los suelos de Obrajuelo, Gto., y el contenido de bases intercambiables. En los suelos se han regado durante muchos años con aguas bicarbonatadas. En las aguas de Obrajuelo se tiene una predominancia relativa de bicarbonato de sodio (NaHCO_3). La concentración de sales en el espesor de suelo 60-80 cm alcanza valores de 0.6-0.8% y en la profundidad de 90-210 cm la concentración de sales disminuye hasta valores de 0.1-0.3%. En estos espesores, es muy importante señalar, que las sales predominantes son: NaHCO_3 y Na_2SO_4 . En estas condiciones el complejo de intercambio catiónico se satura con XNa.

En el Cuadro 3 se presentan los contenidos de las bases intercambiables.

En la profundidad 0-90 cm el contenido de XNa alcanza valores de 18.0-32%. Y en la profundidad 90-210 cm el XNa alcanza valores de 80.0-86.0%.

Los altos contenidos de XNa en los suelos se debe a que cuando se riegan los suelos con aguas bicarbonatadas, en los suelos se presentan los siguientes procesos hidrolíticos:



Estos procesos facilitan la introducción del ion sodio al complejo de intercambio cationico.

En el cuadro 4 se presentan la composición química de las aguas sulfáticas de Río Verde-Matehuala, S.L.P. La concentración de estas aguas es de 4.6-6 g.l⁻¹ y la CE es de 3.6-4.8 mmhos.cm⁻¹. Existen en estas aguas altos contenidos de CaSO₄. Obviamente, cuando se riega con estas aguas, en los suelos ocurre una descarga de CaSO₄. Este proceso se corrobora con los análisis de los suelos regados con aguas sulfáticas. Por ejemplo: la CE del extracto de saturación es de 2.92 mmhos₊cm⁻¹ y la CE en extracto de relación suelo-agua 1:5 es de 2.30 mmhos.cm⁻¹. El contenido de Ca²⁺ en el extracto de saturación es de 1.84 meq/100 g y en el extracto acuoso de relación 1:5 el contenido de Ca²⁺ es de 16.0 meq/100 g, estas particularidades del comportamiento del ion Ca²⁺ en los suelos sulfáticos indican que el CaSO₄ pasa a la solución.

En el manejo de los suelos sulfáticos se debe dar especial atención a los sistemas de sales: Na₂SO₄, Na₂SO₄.10H₂O y CaCO₃-CaSiO₃-CaSO₄. Durante un proceso de evaporación, en los suelos sulfáticos, se tiene el siguiente sistema de sales solubles: MgSO₄-NaSO₄.

Los minerales sales que se tienen en la fase sólida de los suelos sulfáticos son: halita (NaCl), mirabilita (Na₂SO₄ 10H₂O) tenardita (Na₂SO₄), epsomita (MgSO₄.7H₂O), bloedita Na₂Mg(SO₄)₂.4H₂O hexahidrita (NgSO₄.6H₂O) glauberita (Na₂SO₄.CaSO₄) y astrakanita Na₂SO₄.MgSO₄.4H₂O.

El el Cuadro 5 se presentan los resultados de la capacidad germinativa de los siguientes cultivos: frijol, maíz, avena, sorgo, trigo, cebada, cártamo y algodón. Las sales utilizadas en las pruebas experimentales fueron: MgSO₄.7H₂O, Na₂SO₄.10H₂O y NaHCO₃.

REFERENCIA

Baltazar, B.O., 1991. Calidad de las aguas de los Estados de Querétaro (zona norte) y San Luis Potosí (Río Verde-Matehuala). Reporte Técnico. Centro de Hidrociencias, C.P. 66 pp.

Kovda, V.A., 1976. Los suelos de las zonas áridas como objeto de riego. Ed. Nau ka. Moscú. URSS. 5-71 pp.

Ortega, E.M., 1976. Cambios físico-químicos de suelos del Ex-Lago de Texcoco sujetos a lavado con diferentes soluciones. Tesis de Maestría en Ciencias. Rama de Riego y Drenaje, C.P. 109 pp.

Ortega, E.M., 1990. Manejo y uso de las aguas salinas en la agricultura. Memoria: Análisis de la problemática del agua y perspectivas para la modernización de su uso en la agricultura de Guanajuato. Celaya, Gto. 29-45 pp.

Ríos, G.R., 1991. Estudio de la calidad de las aguas de pozos profundos de las zonas del Estado de Guanajuato (Celaya-Salamanca y San Luis de la Paz). Reporte Técnico. Centro de Hidrociencias, C.P. 66 pp.

CUADRO 1. COMPOSICION QUIMICA DE LAS AGUAS BICARBONATADAS DEL BAJIO, GTO. (OBRAJUELO - SALAMANCA) Y DE LA CUENCA SIN ESCURRIMIENTO DE SAN LUIS DE LA PAZ, GTO.

No.	IDENTIFICACION	pH	CE mmhos/cm	meq/l										RSE mg	RSC mg
				Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺	TOTAL	CO ₃ ²⁻	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	TOTAL		
1	San Bartolo	8.20	0.975	0.21	0.10	7.70	0.20	8.21	1.60	2.40	2.70	1.03	7.73	780	602
2	Obrajuelo I	8.20	2.250	1.86	0.96	25.00	0.51	28.33	2.20	7.70	5.70	12.42	28.02	2018	1984
3	Obrajuelo II	8.20	2.800	2.28	0.60	27.40	0.51	30.79	3.40	9.10	7.10	11.02	30.62	2171	2122
4	Obrajuelo III	8.00	2.800	2.32	0.46	26.30	0.51	29.59	3.20	9.00	7.20	9.88	29.28	2092	2084
5	Obrajuelo IV	8.1	0.861	1.34	0.91	5.43	0.33	8.01	0.86	4.10	1.80	1.31	8.07	695	484
6	Cruce S.L.de la Paz	9.0	0.897	0.40	0.35	4.67	0.15	5.57	1.48	2.50	0.75	1.02	5.75	408	348
7	Pozo Ciudad de los niños	8.60	0.875	0.37	0.20	6.20	0.70	7.47	2.00	3.40	0.60	0.98	6.98	524	302
8	Cruce S.L.de la Paz	9.10	0.652	0.40	0.30	6.26	0.10	7.06	1.84	3.36	0.88	0.86	6.94	524	496
9	Cruce S.L.de la Paz	8.80	0.715	0.97	0.42	4.50	0.21	6.10	0.91	2.10	0.56	2.42	5.99	406	332

CUADRO 2. CONTENIDO DE SALES SOLUBLES EN SUELOS DE OBRAJUELO, GTO. (1:5)

No.	PROFUNDIDAD cm	pH	C.E. mmhos/cm	meq/100g de suelo										RSE g
				Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺	TOTAL	CO ₃ ²⁻	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	TOTAL	
1	0 - 30	7.3	0.30	0.10	0.04	0.95	0.035	1.125	0.00	0.02	0.34	0.765	1.125	0.052
2	30 - 60	7.2	2.42	4.84	0.90	7.70	0.210	13.650	0.00	0.12	0.26	13.270	13.650	0.682
3	60 - 90	7.4	2.54	5.34	0.64	7.80	0.210	13.990	0.00	0.04	0.36	13.590	13.990	0.886
4	90 - 120	9.0	1.35	0.14	0.06	5.50	0.050	5.750	1.00	1.70	0.30	2.750	5.750	0.312
5	120 - 150	9.2	1.27	0.06	0.02	5.95	0.050	6.080	2.00	1.90	0.25	1.930	6.080	0.168
6	150 - 180	9.2	1.12	0.08	0.02	6.25	0.030	6.360	1.80	1.70	0.24	2.620	6.360	0.274
7	180 - 210	9.4	1.45	0.08	0.06	8.15	0.050	8.280	2.90	1.95	0.26	3.170	8.280	0.366

CUADRO 3. CONTENIDO DE BASES INTERCAMBIABLES EN LOS SUELOS DE OBRAJUELO, GTO.

No.	PROFUNDIDAD cm	meq/100g de suelo				TOTAL	POCENTAJES			
		Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺		Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺
1	0 - 30	15.18	4.68	9.85	1.28	30.99	49.98	15.10	31.78	4.13
2	30 - 60	14.12	3.02	2.90	1.05	21.09	66.95	14.32	13.75	4.97
3	60 - 90	12.42	3.08	3.80	1.01	20.31	61.15	15.16	18.71	4.97
4	90 - 120	2.82	1.02	21.30	1.27	26.41	10.67	3.86	80.65	4.81
5	120 - 150	2.90	1.06	31.85	1.61	37.42	7.75	2.83	85.11	4.30
6	150 - 180	1.72	2.74	28.95	1.29	34.70	4.95	7.90	83.43	3.72
7	180 - 210	1.52	0.94	23.25	1.07	26.78	5.68	3.50	86.82	4.00

CUADRO 4. Composición química de las aguas sulfáticas de la gran depresión evaporítica de Río Verde - Palomes - Matehuala, S.L.P.

No	IDENTIFICACION	pH	CE mmhos/cm	meq/l										RSE mg	RSC mg
				Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	K ⁺	TOTAL	CO ₃ ⁻	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ⁻	TOTAL		
1	Pozo 1 Río Verde	6.63	2.62	20.30	7.56	4.50	0.26	32.62	0.00	4.07	6.37	23.52	33.96	2852	2040
2	Pozo 2 Río Verde	6.80	4.13	27.15	23.68	11.65	0.49	62.97	0.00	3.52	8.72	51.64	63.88	5062	3946
3	Pozo 3 Río Verde	7.85	4.41	28.40	32.20	10.15	0.50	71.25	0.00	3.38	8.28	59.24	70.40	5552	4488
4	Pozo 4 Río Verde	7.25	4.16	27.55	30.00	8.65	0.56	66.76	0.00	3.61	3.56	57.19	64.36	5412	4206
5	Pozo 5 Río Verde	6.90	3.61	28.80	21.95	6.25	0.41	57.41	0.00	3.86	3.86	47.83	55.55	4606	3556
6	Pozo 6 Río Verde	6.90	4.84	25.40	46.10	14.05	0.79	86.34	0.00	4.34	9.76	70.35	84.45	6652	5222
7	Pozo 7 Río Verde	7.03	4.38	26.40	39.65	9.50	0.73	76.28	0.00	4.00	7.48	68.45	79.93	6478	4802
8	Media Luna	6.65	1.72	16.59	4.44	0.00	0.56	21.59	0.00	5.03	0.76	17.70	23.49	1866	1426

CUADRO 5

Modelos para los días de germinación, según la presión osmótica de soluciones con MgSO₄ · 7H₂O

CULTIVO	ECUACION	R	R ²	CV(%)
FRIJOL	DG = 3.19 + 4.39π	0.902	0.814	7.51
MAIZ	DG = 2.06 + 2.75π	0.924	0.854	10.23
AVENA	DG = 7.46 + 1.12π	0.871	0.759	5.67
SORGO	DG = 4.78 + 1.54π	0.848	0.718	11.06
TRIGO	DG = 2.56 + 2.37π	0.986	0.972	6.73
CEBADA	DG = 3.04 + 1.28π	0.930	0.864	13.33

Modelos para los días de germinación, según la presión osmótica de soluciones con Na₂SO₄ · 10H₂O

CULTIVO	ECUACION	R	R ²	CV (%)
FRIJOL	DG = 4.00 + 3.63π	0.924	0.855	9.42
MAIZ	DG = 3.78 + 1.84π	0.964	0.928	7.63
CARTAMO	DG = 5.09 + 0.61π	0.873	0.762	6.29
AVENA	DG = 7.11 + 1.31π	0.986	0.972	3.17
SORGO	DG = 4.89 + 1.10π	0.971	0.944	5.49
TRIGO	DG = 4.03 + 1.13π	0.954	0.911	8.63
ALGODON	DG = 8.27 + 0.62π	0.992	0.984	1.92
CEBADA	DG = 3.06 + 0.88π	0.982	0.925	10.58

Modelos para los días de germinación, según la presión osmótica de soluciones con NaHCO₃

CULTIVO	ECUACION	R	R ²	CV (%)
FRIJOL	DG = 2.02 + 4.18π	0.881	0.755	12.73
MAIZ	DG = 3.68 + 1.46π	0.923	0.852	11.04
CEBADA	DG = 4.52 + 0.46π	0.982	0.965	4.41

WASTE WATER USE IN MIXED CROPPING SYSTEM IN INDIA

S.K. Tripathi & Brijesh Chandra Reader Professor.

Water Resources Development Training Centre, University of Roorkee, Roorkee, U.P. India.

ABSTRACT

Farmers in India, in general adopt mixed farming system to enable them to have complementary inputs from animal and crop enterprises for their synergistic response and self-reliance in agricultural system. Use of waste water in farming is common near the towns and cities. A case study was undertaken to analyse the use of affluent waste of Roorkee town for irrigation and its effect on the biology of the agricultural system including crop, soil, water, plants and animals. Observations show that there is a marked adverse impact of waste water irrigation on crop adaptation, soil chemical property and agroproduct quality.

INTRODUCTION

Use of untreated waste water (sewage and sludge) is common around small cities and towns for growing crops viz, cereals, pulses, vegetables and fodder etc. But with the increasing publicity on the potential environmental hazards posed by the use of wastes of various industries including agricultural lands awareness has grown in the public against the waste water use. Farmers have become sceptical about the use of effluents on their fields (Hariharan, 1968; Thakur and Deshpande, 1978).

Since the cities are old and villages around it have been receiving the effluents for quite a long time without any apparent loss in the quality and quantity of soil. With the advances and scientific knowledge of soils are being analysed and considerable change in the physico-chemical property. Some of the farmers having their entire holding under affluent irrigated area are the worst sufferer. Such farmers are now having tough time in raising a variety of crops on their land and selling its produce at a reasonable rate in the market.

Vegetables are priced low. Fodder produced is not preferred. Edible pulses have almost extinguished from such area. Amongst cereals performance of rice is satisfactory (Olangya, et al. 1978, Burrow and Burridge 1977; Tripathi and Brijesh Chandra 1980).

Arcewala (1981) reviewed the reports available on irrigation with sewage water in India and reported that the wheat irrigated with raw domestic sewage (BOD = 160 mg/l) recorded increase in wheat yield near Pune.

Irrigation projects using waste water are popular in China and area of about 1.4 m. ha is irrigated using municipal waste water having the BOD₅ of 70-120 mg/l increasing the yields of rice and wheat from 800-4000kgs/ha. However, there are reports that records decline in food production while irrigation the lands using waste water from the industries (Kumar and Garue, 1987).

Dhillon and Kuman (1985) reported that water pollution problem in Urban and industrial areas of Punjab is serious. Grave situation faced by water resources in Maharashtra, Gujrat, Madhya Pradesh, Haryana, Orissa, Tamil Nadu and Andhra Pradesh by waste water disposal has also been reported by Kokani (1985), Kakkar (1985), Narsimhamurthy (1985), Rao and Rao (1985), Handa, Kuman Goel and Sondhi (1985) and Sanpath and Dube (1985).

Tripathi and Chandra (1987) reviewed the water resources in the country and emphasised the need of using effluents for irrigation in future in the country.

Keeping the aforesaid points in view a case study near Roorkee (U.P.; India) was taken up to ascertain the impact of waste water irrigation on land productivity, cropping and animal husbandry.

METHODOLOGY

Site of study and procedure adopted for making various observations are given below:

(1) Site description: Roorkee is about 150 years old town located at 29.52 N and 77.5 E about 200 km North of Delhi and close to Shivalik range near Hardwar. Roorkee is a small town with the population of about 75,000 inhabitants. The town is divided into two parts by Upper Ganga Canal carrying a discharge of about 350 cumec. River Solani flows in the North of Roorkee. Adjacent to Roorkee town there is a village Khanjarpur which receives all the waste water (effluent) from one part of the Roorkee town. About 100 ha land is used for irrigation by effluent (waste water) during lean season. Effluents are disposed off in the Sonali river. The effluent flow observed at Khanjarpur varies between 7-35 lps depending upon the season and timings. Climate over Roorkee is subtropical subhumid.

(ii) Soil Description: The soil of the area is deep on recent alluvium. Ground water during monsoon comes to the surface whereas during hot weather it goes 7-8 m deep. Profile study was conducted at two sites. Site I was the area receiving waste water irrigation for quite a long time. Site II was 1/2 km away from site I in the fresh water irrigated area. Physics-chemical characters of the soils analyzed as per the procedure given by Black et al. (1971) is given below:

Table:1 - Physico-chemical Characters of the Soil in the Soil Profile at two sites

Properties	Site-I					Site-II				
	BD	ME	Sand %	Silt %	Clay %	BD	ME	Sand %	Silt %	Clay %
Physical Properties										
0-30 cm	1.40	310	55	25	20	1.45	230	50	35	15
30-45 cm	1.50	240	65	25	10	1.55	245	55	30	15
45-75 cm	1.55	215	65	10	25	1.55	250	55	30	15
75-100 cm	1.42	285	50	40	10	1.50	286	65	25	10
100-120 cm	1.45	390	40	30	30	1.45	350	45	30	25
	1.46	288	55	26	19	1.52	275	54	30	16
Chemical properties	EC	pH	CEC			EC	pH	CEC		
0-30	.65	6.5	28			.23	7.4	18		
30-45	.21	7.2	10			.23	7.4	12		
45-75	.32	7.2	18			.23	7.4	12		
75-100	.39	7.1	17			.23	7.4	15		
100-120	.19	7.4	29			.24	7.4	30		
Infiltration	.446	7.08	30.4			.23	7.4	17.4		
	I = .17 t ^{0.65}	(cm)				I = 1.3 t ^{0.93}	(cm)			
Subsoil water quality										
Na	25					.3				
Pb	3					Traces				
Zn	2					Traces				
Cu	8					Traces				
Hg	1					Traces				

(iii) Cropping System: Cropping system followed in the area is mixed cropping. Size of holding of the farmers is small. Cropping system followed and the sewage irrigated and fresh water irrigated area was surveyed and observation made are as follows:

Table-2 : Cropping Pattern Study

Description	Site-I	Site-II	
Gross area studied	76 ha	50 ha	
Area sown in kharif	75 ha	50 ha	
Area sown in Rabi	75 ha	40 ha	
Area sown in Zaid	36 ha	3 ha	
Average:			
Kharif -	Rice	64	5
	Sugarcane	5	25
	Sorghum(Fo- dder)	5	10
	Red ground others	1	5
	Rabi	Wheat	40
	Sugarcane	5	25
	Berseem(Fodder)	24	-
	Gram(pulse)	-	1
	Pea(pulse)	-	6
	Lentil	-	5
	Potato	6	3
Zaid	Berseem	24	-
	Pulses	10	3
	Others	2	-
Crop productivity	Good-Berseem		Moderate in Berseem
	Poor in pulses		Good in pulses
	Good in rice		Poor in rice
Level of fertilizer use (kg/ha/year)	130	290	
Cropping Intensity	240	186	

(iv) Pathological Problems:

Pathological problems with waste water irrigated crop plants was very serious. About 105 different tyupes of plant diseases on different crops caused by Fungi, Bacteria, Virus or nematodes etc. have been recorded from the field of sewage irrigated lands. On the other hand diseases listed from the areas using good quality water was only 25.

(v) Agroclimatology

The area of study Roorkee records the average annual rainfall of 1012 mm and average annual evaporation of 1608 mm. The maximum 24 hr. rainfall recorded is 205 mm. Maximum temprature recorded is 2c and the month of December. Thus the climate is good for cultivation of most of the tropical crops grown in the region.

DISCUSSION

Now-a-days issues raised with the use of raw sewage water in cultivation of crop are multi proged. Farmers have little interest in using such water on through field unless it is given free. Sale of produce from such areas is another problem. Based on the observations recorded in the earlier paragraphs, scope of using the "waste water in the cropping system" is discussed in the forthcoming paragraphs.

Physico-chemical properties of the soil are found to be distinctly changed (Table 1). This change might have ben caused due to continuous loading of city wastes along with the sewage water on such lands. Sewage irrigated plots recorded the Bulk density, Moisture equivalent, sand, silt and clay Ec, pH and CED as 1.46, 288, 55, 26, 19, .446, 7.08 and 20.4 as against the observation recorded in the fresh water irrigated plots and reported as 1.52, 275, 54, 30, 16, .23, 7.4 and 17.4 respectively. Marked decrease in bulk density silt content and pH could be attribute to the acidic reaction of sewage water for the pressure of organic matter on it. Marked increase in the value of moisture equivalent, clay content, Ec and CEC in sewage irrigated soils

over fresh water irrigated soils could be attributed to the addition of organic matter, soluble salts along with the sewage water.

A drastic reduction in the infiltration rate in sewage irrigated field is attributable to the teaching of clays (Table 1) to the lower horizon and sealing of pores.

Subsoil water collected from the irrigated field showed the presence of Na, Pb, Zn, Cu and Hg beyond the permissible limit. Although the toxicity effect of these ions on plants is currently not being realised but is expected to have visible and promised effect in the future. Since the farmers are applying water at frequent interval may be because of the dilution effect the response is not apparent, but the potential hazard can not be ruled out. Since the sewage water under use from Roorkee town does not contain industrial waste otherwise the soil pollution would have been much alarming.

CONCLUSION

Cropping pattern studied indicated a very high cropping intensity (240%) in sewage irrigated area over fresh water irrigated (186%). Rice wheat and berseem occupy about 70% of gross cropped and fresh water irrigated area. Berseem grow luxurious during Rabi where as pulses when sown in Zaid also do better on sewage water. Rabi and Kharif season pulses are not able to do better probably because of hydrologic problem. Ionic toxicity could also be then on pulses for untimely mortality of the plants.

It is an apprehension that the fodder grown with sewage is harmful and this place not only to the animals but also deteriorates the quality of their milk. We tried to analyse but no conclusive result could be obtained.

REFERENCES

Baweja, B.M. and Karauth K.R. (1980) Groundwater Pollution Studies in India. CG.W.B. Tech. Rep. Series H. Bull No. 5.

Hariharan A.S. (1968) Industrial Waste discharges and pollution of ground and surface water. Proc. 12th Indian Standards Convention.

Herman, Bower (1985) Waste water recharge. Proc. Seminar on artificial recharge of groundwater organised by CGWB at Ahmadabad.

Olaniya M.S. et al. (1978). Pollution studies of wastes in sewage farms at Jaipur. Indian J. Environ. Health Vol. 20, No. 1.

Thakur V.C. and W. Deshpande (1978) Problems of industrial waste disposal in Bihar vis-a-vis the available water resources. Indian J. Environ. Health Vol. 18 No. 2.

Berrow, M.L. and J.C. Burrige (1977) Trace element levels in soil: Effect of sewage, sludge, inorganic pollution and agriculture. HMSO 326. pp. 159-183.

Tripathi, S.K. (1986) Nitrate pollution through crop by injudicious fertilizer use. Proc. Seminar on Environmental Considerations in Planning of WR Projects held at IOE Roorkee, India, April 24-25, 1986 pp.113-118.

Tripathi, S.K. and Brijesh Chandra (1987). Pollution problems through effluent water irrigation: An appraisal. IWRS Symposium on Integrated Water Resources Management for drinking, agriculture and industry: Policies and Issues. Jan. 24-25, 1987, Hyderabad (A.P.) India.

Tripathi, S.K., R.S. Dhotre and G.N. Yoganarasimhan (1990): A modal schedule for agricultural watershed management. National Symposium on Watershed Development and Management, Feb. 2-4, 1990 Kanpur (U.P.) India.

Ambuyam, N.K. and S. Ramachandran (1990). Wastewater Irrigation- An alternate response for Indian Agriculture. J. Indian Wat. Resources Soc. 10(4) : 8-16.

VARIABILIDAD ESPACIAL DE ALGUNAS PROPIEDADES QUÍMICAS DE UNA PARCELA EXPERIMENTAL EN EL VALLE DEL YAQUI

Oscar A. Cámara D., y Daniel Cluis, Institut National de la Recherche Scientifique, INRS-Eau, Université du Québec 286 Québec, Canada G1X 4N

RESUMEN

En el Noroeste de México (Valle del Yaqui), una nueva parcela experimental, fué implantada con el propósito de experimentar sobre la reutilización de las aguas agrícolas y de la recuperación de los suelos. En el presente estudio, la variabilidad espacial de algunas características físico-químicas del suelo fueron analizadas por los métodos estadísticos clásicos y geostatísticos. Las propiedades espacialmente estructuradas fueron la composición textural, la conductividad hidráulica a saturación (K_s), pH y la conductividad eléctrica (CE), mientras que, las observaciones de la composición iónica no presentaron una estructura espacial para el tipo de muestreo adoptado. La técnica de kriging fué utilizada como método de interpolación cartográfica en la predicción de las variables estructuradas. Los resultados apoyan particularmente a las estrategias de irrigación, de drenaje y a la utilización de mejoradores químicos.

INTRODUCCION

La producción agrícola de la región costera del Valle del Yaqui depende de la irrigación, utilizando para ello, las aguas superficiales y subterráneas. La disponibilidad de estas aguas constituye uno de los factores determinantes en la expansión de la producción agrícola, tanto en el sentido de la intensificación de los cultivos y de las superficies cultivadas, como en la recuperación de las superficies afectadas por la salinidad y la alcalinidad.

El problema del muestreo de los suelos asociado a la aparición de la salinidad fué constatado desde hace años por Kelly (1922), pero fueron sobre todo Sayegh, Alban, y Petersen (1958) los primeros en abordar el problema aplicando un tratamiento estadístico. El análisis de las propiedades medidas en superficies relativamente pequeñas supone clásicamente la independencia estadística de las observaciones (Snedecor, y Cochran 1967). Sin embargo, si tenemos en cuenta la correlación entre los valores observados de una propiedad en diferentes puntos, la validez de esta hipótesis de base parece muy problemática. De hecho, estos parámetros son variables "regionalizadas", esto significa que los valores dependen de su localización en el espacio y, por lo tanto, presentan una estructura espacial. El estudio y la caracterización de estas estructuras requiere la utilización de herramientas estadísticas complejas, tales

como los variogramas (Webster, y Burgess 1983) o los correlogramas (Gascuel-Odoux 1987). Las técnicas geoestadísticas fueron introducidas por la escuela francesa (Matheron 1965) y actualmente son aplicadas dentro de varias disciplinas, entre otras, en ciencias del suelo y en hidrociencias (Delhorne 1978; Warrick, y Myers 1986).

El presente estudio considera la variabilidad espacial de algunas propiedades físico-químicas de un suelo marginado. Los objetivos son analizar a la escala de campo: (i) por los métodos estadísticos clásicos; (ii) por los métodos geoestadísticos, las variabilidades espaciales de (a) la textura del suelo; (b) la conductividad hidráulica a saturación; (c) el pH y la conductividad eléctrica así como, (d) los iones mayores disueltos en la solución del suelo.

MATERIALES Y METODOS

Métodos de campo

La parcela experimental, de una superficie de 40 ha, forma parte de uno de los campos experimentales del Instituto Tecnológico de Sonora. La Figura 1, muestra su localización en el Valle del Yaqui. El sitio experimental es considerado como típico de los suelos marginados de la región (Cámara 1987). El dispositivo de muestreo es ilustrado en la Figura 1, la localización de los 50 puntos de observación fueron establecidos según una malla regular de 100 m. Las muestras de suelo fueron obtenidas a una profundidad constante de 25 cm. Además, fueron efectuados 50 pozos de 3 m de profundidad con una barrena tipo holandesa (d: 12 cm), siendo utilizados para la determinación de la conductividad hidráulica a saturación (K_s) *in situ* (Ernst 1950).

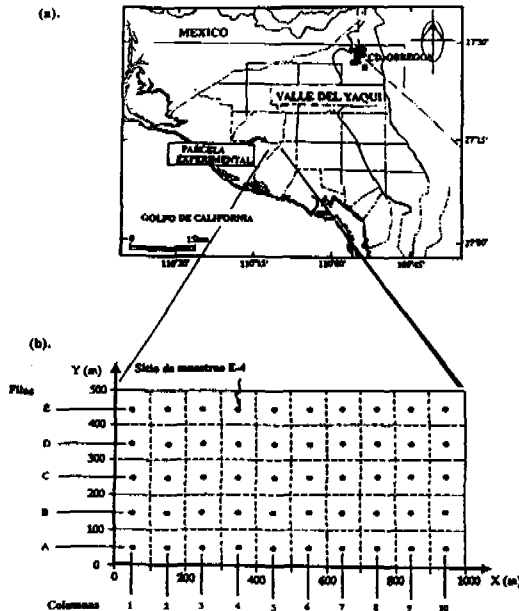


Figura 1. Plano de localización: (a) El Valle del Yaqui y la parcela experimental de 40 ha y, (b) Dispositivo de muestreo adoptado.

Métodos de laboratorio

Las muestras de suelo obtenidas en cada punto de muestreo fueron secadas al aire, pasadas por un tamiz de 2 mm y analizadas. La determinación de la composición granulométrica de las muestras se efectuó por el método del hidrómetro de Boyoucos. El pH fué medido directamente de la pasta de tierra a saturación y del extracto de agua, con el pHmetro. Por otra parte, el extracto fué utilizado para medir la CE, la relación de absorción del sodio (RAS) y, finalmente la composición química (HCO_3^- , SO_4^{2-} , Cl^- , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ y K^+) (Richards 1954).

Métodos estadísticos

Los métodos de estimación tienen por objetivo reconstruir lo mejor posible la realidad, tal como los métodos geoestadísticos (Matheron 1971). Estos métodos permiten estudiar y modelar la estructura de un fenómeno aleatorio "regionalizado", es decir, cuando los datos se encuentran correlacionados en el espacio. Sea la propiedad Z , localizada en $X = (x, y)$; la variabilidad existente entre las variables regionalizadas $Z(x)$ y $Z(x+h)$, separadas de una distancia h , puede expresarse por la función $\gamma(h)$, llamada variograma. Esta función se define como:

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} E \{ [Z(x+h) - Z(x)]^2 \} \quad (1)$$

La estimación del variograma a partir de los datos disponibles necesita respetar la hipótesis de estacionaridad de segundo orden de las diferencias $[Z(x+h) - Z(x)]$ un estimador de $\gamma(h)$ es expresada entonces por la media aritmética:

$$\hat{\gamma}(h) = \left[\frac{1}{2n(h)} \right] \sum_{i=1}^{n(h)} [Z(x_i+h) - Z(x_i)]^2 \quad (2)$$

donde $n(h)$ es el número de pares de observación separados de la distancia h . Así, la determinación del variograma $\hat{\gamma}(h)$ permite definir la estructura espacial de la variable aleatoria $Z(x_i)$. El análisis del variograma inicia por el estudio de algunas características de los variogramas, y finaliza con el ajuste del variograma experimental a un modelo teórico (función esférica, exponencial, lineal o de gaus) (Mc Bratney, y Webster 1986). Una vez que la inferencia del variograma ha sido realizada, puede pasarse a la de estimación por krigeage.

Útiles para el análisis estadístico y espacial.

Los datos fueron analizados según las técnicas estadísticas clásicas (Snedecor, y Cochran 1967) de análisis exploratorio. Los cálculos fueron ejecutados con la ayuda del programa de computo Statgraphics (Statistical Graphics Corporation). El análisis de la estructura espacial de las variables físico-químicas fueron realizados con el programa de computo GeoEAS (Englund, y Sparks 1988)

RESULTADOS Y DISCUSION

Análisis estadísticos

La tabla 1, proporciona los resultados estadísticos clásicos de las diferentes variables observadas. La variabilidad espacial es expresada aquí simplemente por el coeficiente de variación (CV). Los CV obtenidos para la composición textural de la primera capa de suelo (0-25 cm) quedan comprendidos dentro de la gama normal de variabilidad observada para las variables de estado (Vauclin 1982). El CV de la Ks transformada (log) es de 28.3%, otras investigaciones han reportado valores superiores a los obtenidos en este estudio, variando de 65 a 190% (Gumaa 1978). De la totalidad de los parámetros medidos, el pH presenta la más baja variabilidad (CV = 6.6%), sin embargo esto se debe a que es una medida logarítmica (Webster 1977). En cuanto a la composición química de las sales solubles, son netamente más variables de un punto a otro de la parcela en comparación a las variables físicas. Dicha variabilidad es inherente a los suelos afectados por la salinidad (Samra, y Singh 1990).

Tabla 1. Estadística descriptiva de las variables físico-químicas del suelo medidas dentro de la parcela experimental.

Variables medidas	n*	Media	Mínimo	Máximo	s**	CV $\%$	g ₁ ^f	g ₂ [§]
Arcilla (%)	50	33	11	65	16	49	0.6	3.0
Arena (%)	50	22	1.2	42	12	55	-0.1	2.8
Limo (%)	50	44	22	68	11	25	0.4	2.2
log Ks (m d ⁻¹)	50	2.6	-0.4	2.9	0.7	28	-0.5	3.1
pH (unidades pH)	50	7.2	6.5	8.2	0.5	6.6	0.4	2.9
CE (dS m ⁻¹)	50	97	10	180	57	59	-0.3	2.5

* Número de puntos de muestreo.

** Desviación típica.

$\%$ Coeficiente de variación en por ciento.

^f Coeficiente de asimetría.

[§] Coeficiente de aplastamiento.

El conocimiento de las funciones de distribución de probabilidades (fdp) de las variables es indispensable cuando deseamos aplicar las técnicas geoestadísticas, ya que, los variogramas son idealmente calculados para las variables distribuidas normalmente. No obstante, aún si los datos son fuertemente no normales, algunas transformaciones pueden ser realizadas (Mc Bratney, y Webster 1986). Los coeficientes de asimetría (g₁) y de aplastamiento (g₂) de las variables medidas (fdp normal: g₁ = 0 y g₂ = 3), apoyados con pruebas de significancia sobre las diferencias de 0 para g₁ y 3 para g₂ muestran si la hipótesis nula de la ley normal puede ser aceptada al límite de $\alpha = 0.05$ (Snedecor, y Cochran 1967). La mayor parte de las variables se comportan normalmente, a excepción de la Ks. Russo (1984) menciona que la Ks sigue un comportamiento de una distribución log-normal.

Análisis geoestadísticos

Las propiedades reconocidas como espacialmente variables son la composición textural, Ks, pH y CE. La Tabla 2, presenta las principales propiedades de los variogramas representados en la Figura 2. Los modelos fueron calculados para una distancia máxima entre muestras de 600 m. El paso de distancia utilizado entre las muestras para el ajuste del modelo fué de 50 m.

Tabla 2. Modelos teóricos ajustados a los variogramas experimentales de algunas variables físico-químicas del suelo medidas en la parcela experimental.

VARIABLES MEDIDAS	Modelo	Pepita C_0	Nivel plano C_1	Alcance a (m)
Arcilla	de gaus	40	400	700
Arena	de gaus	70	150	800
Limo	exponencial	65	65	500
log Ks	exponencial	0.005	0.045	300
pH	exponencial	0.05	0.2	400
CE	exponencial	1100	2100	350

La mayoría de los variogramas normalizados poseen un nivel plano (C_1) que es alcanzado más o menos rápidamente y que corresponde generalmente a la varianza global del muestreo. Todas las variables modeladas presentaron un efecto de pepita (C_0); este efecto corresponde a la variabilidad que tienen lugar a distancias más cortas que a la del paso de muestreo o, al error experimental.

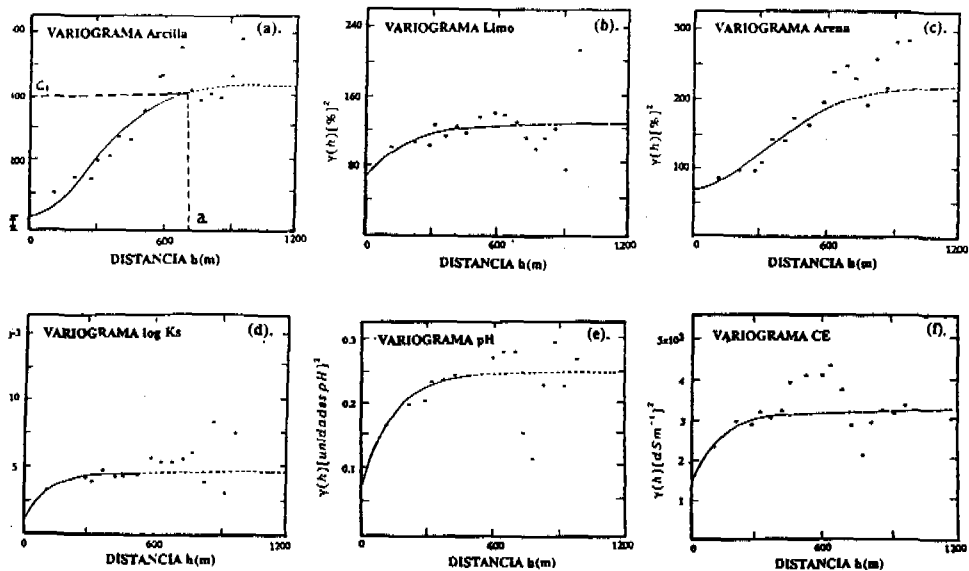


Figura 2. Variogramas experimentales de algunas de las propiedades físico-químicas. Las líneas continuas representan los modelos teóricos ajustados.

La Tabla 2, muestra que el alcance (a) varía de un caso a otro. Así, el menor alcance es de 350 m para la CE y el mayor de 800 m para la arena. En cuanto a las variables de la composición química, estas no presentaron una estructura espacial para el paso de muestreo adoptado (100 m), significando que la escala de trabajo fue demasiado

grande, llenando más allá de la escala del fenómeno local. La Figura 2, presenta los variogramas experimentales y ajustados de las variables estructuradas. Los modelos ajustados son del tipo de gaus para la arcilla y la arena, y del tipo exponencial para el limo. En lo que concierne al variograma de la Ks transformada, observamos que y evoluciona hasta alcanzar un nivel plano relativamente estable ($C_1=0.045$), poniendo en evidencia que a pasos de 300 m o superiores, el muestreo no presentará más una correlación. Esto deberá ser especialmente tomado en cuenta en el futuro, cuando una elección representativa de la Ks es necesaria en vista del cálculo del drenaje parcelario. Las medidas del pH se ajustan a un modelo del tipo exponencial, siendo una de las propiedades químicas del suelo que tiene el alcance más pequeño ($a=400m$) si la comparamos a otras propiedades. Finalmente, las medidas de la CE también se ajustan a un modelo exponencial, la estructura espacial de esta variable es una de las más importantes de entre todas las propiedades medidas, ya que es un buen indicador del grado de afectación de la salinidad dentro de la parcela experimental.

El krigeage conduce a una cartografía temática de las superficies. Esta técnica implica un error debido a que, el valor verdadero de la variable a estimar es generalmente un poco diferente al valor estimado. Por otra parte, el krigeage proporciona una desviación típica del error (s_k) de estimación, siendo un buen indicador de la precisión de la interpolación obtenida. La Tabla 3, presenta los valores máximos y mínimos de s_k para cada una de las variables medidas sobre el terreno. Afin de obtener un índice único (Q_k) de la precisión del Krigeage, sobre toda la superficie de estudio, se efectuó una ponderación del error mediante la expresión siguiente:

$$Q_k = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{i=N} \left(\frac{s_k}{Z^*(X_i)} \right)^2} \times 100 \quad (3)$$

donde N es el número de sitios de muestreo et $Z^*(X_i)$ es el valor estimado de la variable medida.

Tabla 3. Gama de variación de los valores de la desviación típica (s_k) y el índice de la calidad del krigeage (Q_k) sobre los 50 puntos de muestreo de la parcela.

VARIABLES MEDIDAS	s_k^* Gama de variación	Q_k^{**} (%)
Arcilla (%)	4.58 - 5.46	18
Arena (%)	5.09 - 6.12	40
Limo (%)	4.82 - 5.50	11
log Ks (cm d ⁻¹)	0.097 - 0.106	6
pH (unidades pH)	0.22 - 0.24	3
CE (dS m ⁻¹)	24.73 - 27.67	34

* Desviación típica del krigeage.

** Índice de la calidad del krigeage.

El pH y la Ks transformada presentaron los mejores índices de precisión global del krigeage (3 y 6% respectivamente), permitiendo una interpretación cartográfica adecuada. Las variables con índices menos buenos fueron la CE y el limo (34 y 40% respectivamente), sin embargo, estos pueden ser considerados como aceptables. La distribución espacial de las propiedades físicas del suelo, principalmente la textura y la Ks, juegan un papel importante al momento de planificar y ejecutar adecuadamente

un sistema de drenaje parcelario. Los resultados del Krigage (Figura 3) permiten deducir que la casi totalidad de la parcela presenta un buen drenaje (80% del terreno presenta una $K_s > 3 \text{ m j}^{-1}$). En cuanto al problema de la salinidad del terreno, 30% de la superficie presentan valores de CE superiores a 130 dS m^{-1} , este resultado confirma la fuerte concentración en sales solubles y, por consecuencia, el grado de la problemática de estos suelos.

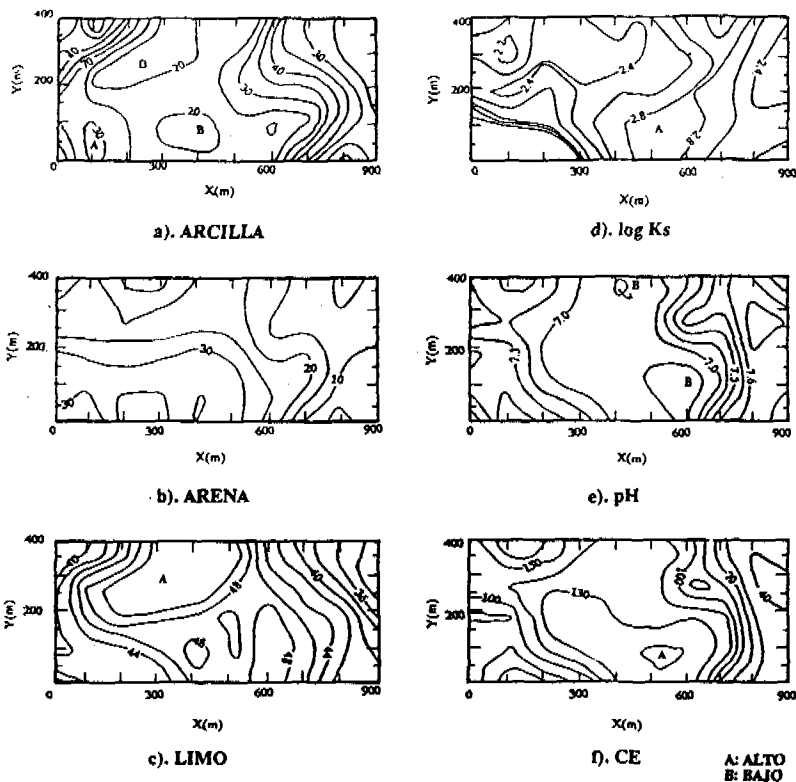


Figura 3. Cartografía temática (planos de isofleas) obtenida por la técnica de krigage de algunas de las propiedades físico-químicas.

CONCLUSIONES

El presente estudio permitió poner en evidencia la gran variabilidad espacial de algunas propiedades físico-químicas de la parcela experimental. La aplicación de las técnicas geostatísticas permitieron sugerir ciertas recomendaciones sobre las estrategias de muestreo. El krigage demostró su utilidad a nivel práctico. Por ejemplo, la carta de la CE permitirá escoger las mejores estrategias de lavados del suelo y de

la aplicación de mejoradores químicos. En cuanto a la carta de Ks, nos permite un mejor conocimiento espacial de la movilidad del agua subterránea, aspecto importante en el diseño del sistema de drenaje.

AGRADECIMIENTOS.

Los autores agradecen al Instituto Tecnológico de Sonora (ITSON) en Cd Obregón y, particularmente al laboratorio de apoyo a la investigación de la DIFOIN. Este proyecto fué realizado gracias al apoyo de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (D.G.A.C.S.H.) y la Secretaría de Pesca (FONDEPESCA).

REFERENCIAS

- Cámara, O.A. (1987), Alternativas de reuso agrícola del agua residual del colector No.1 en el Valle del Yaqui. Informe Técnico ITSON-DIFOIN. Cd. Obregón, Sonora, México.
- Delhome, J.P. (1978), Kriging in the hydrosiences. *Advances in Water Resources*, 1:251-266.
- Englund, E., y Sparks, A. (1988), GeoEAS (Geostatistical Environment Assessment Software). User's Guide, U.S. Environmental Protection Agency, Las Vegas, U.S.A.
- Ernst, L.E. (1950), A new formula for the calculation of the permeability factor with the auger hole method. Agricultural Experiment Estation T.N.O., Groningen, The Netherlands. (Translated from the Dutch by H. Bower, Cornell University, Ithaca, N.Y., 1955)
- Gascuel-Odoux, CH. (1987), Variabilité spatiale des propriétés hydriques du sol, méthodes et résultats; cas d'une seule variable. *Agronomie*, 7:61-71.
- Gumma, S.G. (1978), Spatial variability of in-situ available water. Ph. D. Thesis, University of Arizona, Tucson, Az. 140p
- Kelly, W.P. (1922), Variability of alkali soil. *Soil Sci.*, 14:177-189.
- Matheron, G. (1971), The theory of regionalized variables and its applications. *Les Cahiers du Centre de Morphologie Mathématique*, No. 5. Centre de Géostatistique, Fontainebleau.
- Mc Bratney, A.B., y Webster, R. (1986), Choosing functions for semi-variograms of soil properties and fitting them to samples estimates. *J. Soil Sci.*, 37:617-639.
- Richards, L.A. (ed.) (1954), Diagnosis and improvement of saline and alkali soils. Agricultural Handbook No.60, U.S. Department of Agriculture, D.C., 160p.
- Russo, D. (1984), Spatial variability considerations in salinity management. In: L.Shainberg, et T. Shalhevet (eds.), Soil Salinity Under Irrigation. *Ecological Studies 51*, Springer-Verlag, New York, N.Y. pp198-219
- Samra, J.S., y Singh, V.P. (1990), Spatial dependence of soil reclamation. *Soil Technology*, 3:153-165.
- Sayegh, A.H., Alban, L.A., y Petersen, R.G. (1958), A sampling study in a saline and alkali area. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 22:252-254.
- Snedecor, G.W., y Cochran, W.G. (1967), *Statistical Methods*. Iowa State University Press, Ames. Ia. pp. 593.
- Vauclin, M. (1982), "Méthodes d'étude de la variabilité spatiale des propriétés d'un sol." In: Variabilité spatiale des processus de transfert dans les sols, *Les Colloques de l'I.N.R.A.*, 15:9-43.
- Warrick, A.W., y Myers, D.E. (1986), "Geostatistical Methods Applied to Soil Science." In: A. KLUTE (ed.), *Methods of Soil Analysis. Part 1, Physical and Mineralogical Methods*. 2d. Ed., American Society Agronomy (ASA), Madison, Wi. pp. 53-82.
- Webster, R. (1977), Quantitative and numerical methods in soil classification and survey. Clarendon Press, Oxford, 269p.
- Webster, R., y Burgess, T.M. (1983), Spatial variation in soil and the role of kriging. *Agricultural Water Management*, 6:111-122.

MODELADO QUIMICO DE LA MIGRACION DE PLOMO EN AGUA SUPERFICIAL

Anne M. Hansen
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Jiutepec, Mor., México

RESUMEN

Para predecir el comportamiento de contaminantes liberados en los sistemas naturales de agua, se requiere identificar y entender los procesos que controlan su transporte y la retención en el sedimento, bajo un amplio intervalo de escenarios ambientales. Se ha reconocido la importancia de las reacciones químicas en las interfases sólido/solución. Dichas reacciones deben cuantificarse para poder ejecutar simulaciones apropiadas, y predecir transporte y acumulación. En este artículo se describen los resultados del uso de un modelo de equilibrio químico, que incluye los procesos de adsorción en sedimentos, para describir la migración de plomo en sistemas de agua superficial. Tanto la especiación química del metal soluble como la asociación con el sedimento, se calcularon utilizando constantes reportadas en la literatura. Los resultados reflejan cuantitativamente la importancia de las reacciones de adsorción en el comportamiento de plomo en sistemas de agua superficial. Las reacciones son en gran medida responsables de la retención del plomo durante el transporte hidrodinámico en ríos y lagos.

CHEMICAL MODELING OF THE MIGRATION OF LEAD IN SURFACE WATER

ABSTRACT

Reliable predictions of the fate of contaminants released into natural water systems require the identification and understanding of processes that control the transport and retention in the sediment, throughout a broad range of systems settings. Chemical reactions at the solid/solution interface are known to be important and must be understood to allow appropriate modeling simulations to be performed, and predict the transport and accumulation. This paper describes the results of the use of a chemical equilibrium model that includes adsorption processes on the sediment surface, to describe the migration of lead in surface water systems. The chemical speciation of the contaminant in solution as well as on the

solid surface was calculated using equilibrium constants reported in the literature. The modelling results revealed quantitatively the importance of adsorption reactions in the migration behavior of lead in surface waters. These reactions are largely responsible for the retardation of lead during the hydrodynamic transport in rivers and lakes.

INTRODUCCION

Las mediciones de concentraciones totales de contaminantes no son adecuadas para predecir la toxicidad y el destino de esas sustancias en el ambiente (Bernhard, Brinckman e Irgolic 1986). La distribución de los contaminantes en el ambiente, su acumulación por los organismos vivos y la toxicidad sólo se puede entender en término de su especiación química.

Durante varias décadas, los científicos de suelos y los químicos analíticos han reconocido que las superficies mineralógicas pueden adsorber una gran cantidad de iones y moléculas. Actualmente, el interés en los procesos de adsorción se ha extendido a otros campos que incluyen geoquímica, hidrogeología, oceanografía química, toxicología acuática, tratamiento de agua residual e ingeniería química, metalúrgica y minera. Como resultado de tal interés, la cantidad de datos experimentales que describen la adsorción en superficies mineralógicas ha aumentado durante los últimos 30 años. En forma simultánea ha avanzado el conocimiento fundamental de los mecanismos involucrados en los equilibrios de adsorción-desadsorción.

Los datos experimentales de adsorción se describen frecuentemente por métodos empíricos, incluyendo coeficientes de distribución, isotermas y constantes empíricas (Honeyman y Leckie 1986). Estos parámetros son altamente dependientes de la composición química en solución, y por lo tanto, los métodos empíricos se consideran insatisfactorios (Davis et al 1990; Hansen 1990). Una alternativa es el uso de la teoría de coordinación superficial, que describe la adsorción en término de las reacciones químicas entre grupos funcionales en la superficie y sustancias químicas disueltas. Acoplado a los modelos de especiación química, los equilibrios de adsorción pueden describirse dentro de una estructura geoquímica general. Aunque el método ha sido utilizado en modelos numéricos desarrollados por químicos acuáticos experimentalistas (p. ej. MINEQL, MINTEQ y HYDRAQL; Westall, Zachary y Morel 1976; Brown y Allison 1987; Papelis, Hayes y Leckie 1988), no ha sido incluido en los modelos usados en la comunidad geoquímica (Parkhurst, Thorstenson y Plummer 1980; Wolery 1983).

QUIMICA DEL PLOMO

El plomo pertenece, junto con el carbono, el silicio, el germanio y el estaño, al grupo 4A de la Tabla Periódica. Tiene 4 isótopos estables y su peso atómico es de 207.19. Se encuentra en tres diferentes estados de oxidación: -IV, II y IV. Todas las formas químicas del plomo son muy tóxicas.

Se introduce en los cuerpos naturales de agua vía atmosférica y a través de descargas domésticas. El ión libre y los carbonatos del plomo (II) así como el óxido y el sulfuro del plomo (IV) representan más del 90% de plomo disuelto. Como de menor importancia se pueden mencionar el sulfato y el monocloruro del plomo (II).

Su comportamiento químico se parece más a los metales divalentes pertenecientes a las tierras alcalinas (grupo II A) que a los elementos de su propio grupo IV A de la Tabla Periódica. Sin embargo, el plomo difiere de los metales del grupo IIA en su poca solubilidad de las sales como son los hidróxidos, los sulfatos, los haluros y los fosfatos.

Metabólicamente, el plomo y el calcio se comportan de manera muy semejante, tanto en su deposición como en la movilización en los huesos. Como el plomo puede permanecer inmobilizado por años, los disturbios metabólicos no se detectan fácilmente. Bajo condiciones normales, más que 90% del plomo retenido en el cuerpo, se encuentra en el esqueleto. Aunque es un elemento no esencial, se presenta en todos los tejidos y órganos de los mamíferos. Afecta la permeabilidad de las membranas del riñón, el hígado y las células cerebrales, resultando en la reducción del funcionamiento o en parálisis total.

Es un veneno acumulativo, cuya toxicidad se ha conocido por muchos siglos. Puede causar daños cerebrales, deficiencia mental y problemas de comportamiento. Su contenido en agua potable aumenta cuando se emplean tuberías de dicho metal, especialmente si el agua es "blanda", es decir, el contenido de calcio resulta bajo.

METODOLOGIA

Se utilizó el modelo HYDRAQL (Papelis, Hayes y Leckie 1988) para calcular la composición química de equilibrio y la distribución entre agua y sedimento. Los datos termodinámicos utilizados se pueden apreciar en las Tablas I y II. La concentración de plomo en los cálculos fue de $4.83 \times 10^{-8} M$ (0.01mg/l). La fuerza iónica se consideró constante de 0.01M, la temperatura de 25°C.

Tabla I. Reacciones del plomo en cuerpos naturales de agua

Reacción		log K
Pb ²⁺	+ CO ₃ ²⁻ = PbCO ₃ ⁰	7.40
Pb ²⁺	+ 2CO ₃ ²⁻ = Pb(CO ₃) ₂ ²⁻	10.80
Pb ²⁺	+ SO ₄ ²⁻ = PbSO ₄ ⁰	2.70
Pb ²⁺	+ Cl ⁻ = PbCl ⁺	1.70
Pb ²⁺	+ 2Cl ⁻ = PbCl ₂ ⁰	2.60
Pb ²⁺	+ 3Cl ⁻ = PbCl ₃ ⁻	3.90
Pb ²⁺	+ Br ⁻ = PbBr ⁺	1.60
Pb ²⁺	+ 2Br ⁻ = PbBr ₂ ⁰	2.20
Pb ²⁺	+ 3Br ⁻ = PbBr ₃ ⁻	3.00
Pb ²⁺	+ I ⁻ = PbI ⁺	1.80
Pb ²⁺	+ 2I ⁻ = PbI ₂ ⁰	3.60
Pb ²⁺	+ 3I ⁻ = PbI ₃ ⁻	4.20
Pb ²⁺	+ 4I ⁻ = PbI ₄ ²⁻	4.40
Pb ²⁺	+ H ₂ O = PbOH ⁺ + H ⁺	-7.10
Pb ²⁺	+ 2H ₂ O = Pb(OH) ₂ ⁰ + 2H ⁺	-16.50
Pb ²⁺	+ 3H ₂ O = Pb(OH) ₃ ⁻ + 3H ⁺	-27.40
2Pb ²⁺	+ H ₂ O = Pb ₂ (OH) ₃ ⁺ + H ⁺	-6.30

Tabla II. Productos de solubilidad del plomo

Reacción		log K
Pb ²⁺	+ CO ₃ ²⁻ = PbCO ₃ (s)	13.50
3Pb ²⁺	+ 2H ₂ O + 2CO ₃ ²⁻ = Pb ₃ (CO ₃) ₂ (OH) ₂ (s) + 2H ⁺	19.40
Pb ²⁺	+ SO ₄ ²⁻ = PbSO ₄ (s)	7.70
Pb ²⁺	+ 2F ⁻ = PbF ₂ (s)	7.60
Pb ²⁺	+ S ²⁻ = PbS(s)	27.90
Pb ²⁺	+ PO ₄ ³⁻ + H ⁺ = PbHPO ₄ (s)	12.60
3Pb ²⁺	+ 2PO ₄ ³⁻ = Pb ₃ (PO ₄) ₂ (s)	43.00
5Pb ²⁺	+ H ₂ O + 3PO ₄ ³⁻ = Pb ₅ (PO ₄) ₃ OH(s) + H ⁺	60.90
2Pb ²⁺	+ SiO ₂ (OH) ₂ ²⁻ + 2H ₂ O = Pb ₂ (SiO ₂ (OH) ₂)(OH) ₂ (s) + 2H ⁺	3.50
Pb ²⁺	+ MoO ₄ ²⁻ = PbMoO ₄ (s)	13.00
3Pb ²⁺	+ 2AsO ₄ ³⁻ = Pb ₃ (AsO ₄) ₂ (s)	36.30
Pb ²⁺	+ SeO ₃ ²⁻ = PbSeO ₃ (s)	11.50
Pb ²⁺	+ 2H ₂ O = Pb(OH) ₂ (s) + 2H ⁺	-7.30
Pb ²⁺	+ 4H ₂ O = Pb(OH) ₄ (s) + 4H ⁺ + 2e	-49.2

RESULTADOS Y DISCUSION

Varios factores influyen en la adsorción de plomo en los sedimentos de cuerpos de agua superficial. Entre ellos se pueden mencionar la granulometría y la mineralogía del sedimento. La granulometría y la distribución de los poros accesibles para el adsorbato tiene relación con el área

mientras $80 \text{ m}^2/\text{g}$ corresponde a un sitio cerca del lago donde desemboca el río y $130 \text{ m}^2/\text{g}$ a una estación en medio del mismo lago.

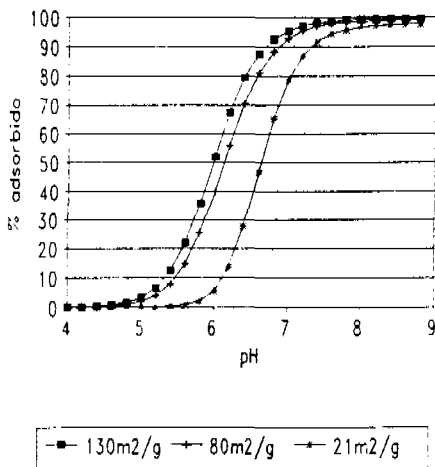


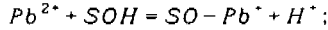
Figura 2. Adsorción de plomo como función de pH a diferentes valores del área superficial del sedimento

Si el agua del río tiene un pH de 6, el plomo se encontraría casi 100% en forma disuelta (ver Fig. 2). Al entrar la masa de agua en el lago, se podría esperar que el 40-55 % de plomo se adsorbería, dependiendo de la dirección de la corriente en el lago. Por otro lado, el agua del río lleva muy probablemente sedimento suspendido de las mismas características que los sedimentos más finos del lago, donde desemboca. El sedimento en suspensión también adsorbería parte del plomo disuelto, dependiendo del pH del agua, afectando así el transporte de plomo en el sistema.

Otro factor importante que debe considerarse, es la salinidad del agua. Si el río, en vez de desembocar en un lago, desembocaría en un estuario para finalmente llegar al mar, se tendría que tomar en cuenta el efecto de la salinidad sobre la adsorción de los contaminantes. La Fig. 3 muestra el resultado de esa simulación. Una salinidad de 0.01M corresponde al contenido típico de sales en agua superficial. Electroquímicamente, 0.7M corresponde al contenido de sales en el agua de mar, mientras que 0.1M es un valor intermedio que se encontraría en los estuarios.

En la Fig. 3 se puede observar, cómo el eje de adsorción (el cambio brusco en adsorción) se desplaza de 5.5 a 7 en agua superficial de ríos y lagos, de 6 a 7 en agua salobre y de 7 a 8.5 en agua salada. Esta simulación permite especular sobre el destino del plomo adsorbido en el sedimento suspendido de un río con pH 7. Al llegar al estuario, aproximadamente el 5% del plomo pasaría a forma disuelta, mientras que en contacto con el agua de mar, prácticamente todo el plomo se encontraría en forma disuelta bajo las mismas condiciones de pH del sistema.

superficial. Conociendo éste y la densidad de sitios de adsorción en la superficie, se puede expresar la concentración de sitios de adsorción de igual manera que la concentración de cualquier otro componente del sistema (cloruros, sulfatos, calcio, magnesio, plomo, etc.). Se calculó la adsorción de plomo en 0.1 g/l de sedimento a diferentes valores del área superficial, manteniendo la constante de adsorción a $pK=9.2$ (ver Ec. 1). Se supone que el número de sitios de adsorción es 10 por nm^2 , valor típico para los óxidos de hierro, silicio y aluminio (Kent et al, 1988).



$$K = \frac{[SO - Pb^+][H^+]}{[Pb^{2+}][SOH]} \quad (1)$$

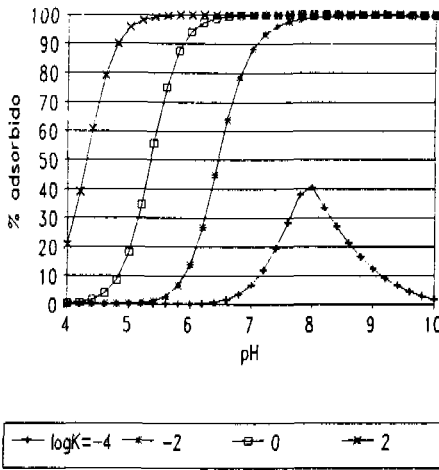


Figura 1. Porcentaje de plomo adsorbido como función de pH, para diferentes constantes de adsorción

los cuerpos naturales de agua típicamente tienen valores de pH entre 5 y 9, se reitera también la importancia de conocer la variación de este valor. El área superficial de las partículas del sedimento está dada por su granulometría y la morfología superficial, p. ej. el tamaño de los poros conectados a la superficie. El depósito de las partículas depende de las condiciones hidrodinámicas del sistema. En la Fig. 2 se puede observar el efecto del tamaño de las partículas sobre la adsorción de plomo en iguales cantidades (g/l) de sedimento suspendido. El área $21 m^2/g$ corresponde a valores para sedimentos depositados en un río,

La Fig. 1 muestra el resultado del cálculo de la distribución de plomo entre agua y sedimento a diferentes valores de la constante de adsorción calculada según la Ec. 1. Con este ejemplo se ilustra la importancia de conocer la constante, ya que determina si el plomo se encuentra en forma disuelta o asociado al sedimento a un valor dado de pH. Así mismo, si se toma un valor de $\log K$, p.ej. 2, el plomo adsorbido va desde 0 a 40% entre pH 6 y 8, para luego disminuir a 0% a pH 10. Considerando que

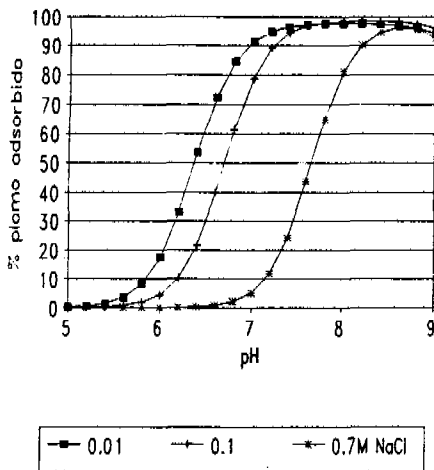


Figura 3. Adsorción de plomo como plomo en este medio función de pH a diferentes valores de (Byrne 1981; Byrne y Miller 1984; Byrne y Young 1982).

Sin embargo, el agua de mar tiene valores de pH regulados por el sistema de los carbonatos a valores alrededor de 8.3. Según los cálculos (ver Fig. 3), a este pH el 90% del plomo se encontraría adsorbido al sedimento. Aquí es importante tomar en cuenta el efecto de las sales en agua de mar, que tiende a provocar la coagulación del material suspendido llevado por los ríos. Por otro lado, existe evidencia experimental de la importancia de los complejos solubles del

CONCLUSIONES

Es esencial conocer las especies químicas de los contaminantes en agua y sedimento, para entender su comportamiento biogeoquímico. Una forma de lograr este es mediante la aplicación de modelos. Este procedimiento requiere de varios pasos: 1) buscar las constantes termodinámicas de buena calidad; 2) realizar investigación experimental para obtener los datos faltantes; 3) verificación analítica del modelo. Todavía falta obtener datos sobre todo de la interacción entre el plomo y los sedimentos, dato que no se encuentra fácilmente en la literatura. Con esta información, el modelo se puede verificar cuantitativamente.

REFERENCIAS

- Bernhard, M., Brinckman, F.E. e Irgolic, K.J. (1986). Why "speciation"? En: The importance of chemical "speciation" in environmental processes, M. Bernhard, F.E. Brinckman y P.J. Sadler, eds. Springer Verlag, Berlin, p. 6-16.
- Brown, D.S. y Allison, J.D. (1987). MINTEQA1, Equilibrium metal speciation model: A user's manual. EPA/600/3-87/012, U.S. Environmental Protection Agency, Athens, GA.

- Byrne, R.H. (1981). Inorganic lead complexation in natural seawater determined by UV spectroscopy. *Nature*, 290 (5806), 487-489.
- Byrne, R.H. y Miller, W.L. (1984). Medium composition dependence of lead(II) complexation by chloride concentrations. *J. Sol. Chem.* 10, 51-67. Byrne, R.H. y Young, R.W. (1982). Mixed halide complexes of lead. A comparison with theoretical predictions. *J. Sol. Chem.* 11, 127-136.
- Davis, J.A., Kent, D.B., Rea, B.A., Meast, A.S. y Garabedian, S.P. (1990). Influence of redox environment and aqueous speciation on metal transport in groundwater: Preliminary results of tracer injection studies. En: H. Allen, D. Brown y E.M. Perdue (eds.), *Metals in Groundwater*, Lewis Publishers, Chelsea, MI.
- Hansen, A.M. (1990). Métodos alternativos para describir la adsorción en sedimentos y suelos. XI Congreso Nacional de Hidráulica, Zacatecas, Zac.
- Honeyman, B.D. y Leckie, J.O. (1986). Macroscopic partitioning coefficients for metal ion adsorption: Proton stoichiometry at variable pH and adsorption density. En: *Geochemical Processes at Mineral Surfaces*, J.A. Davis y K.F. Hayes (eds.), ACS Symp. Ser. 323, Am. Chem. Soc., Washington D.C., p. 162-190.
- Kent, D.B., Tripathy, V.S., Ball, N.B. y Leckie, J.O. (1988). Surface-complexation modeling of radionuclide adsorption in subsurface environments. NUREG Rept. CR-4897, SAND 86-7175.
- Papelis, C., Hayes, K.F. y Leckie, J.O. (1988) HYDRAQL: A program for the computation of chemical equilibrium composition of aqueous batch systems including surface complexation modeling of ion adsorption at the oxide/solution interface. Tech. Rep. 306, Dept. of Civil Eng. Stanford University, Stanford, CA.
- Parkhurst, D.L., Thorstenson, D.C. y Plummer, L.N. (1980). PHREEQE: A computer program for geochemical calculations. U.S. Geol. Surv. Water Resources Invest. PB81-167801. Westall, J.C., Zachary, J.L. y Morel, F.M.M. (1976). MINEQL: A computer program for the calculation of chemical equilibrium composition of aqueous systems. Tech. Note 18, Dept. of Civil Eng., Mass. Inst. Tech., Cambridge, MA.
- Wolery, T.J. (1983). EQ3NR, A computer program for geochemical aqueous speciation-solubility calculations. User's guide and documentation. Rept. UCRL-53414, Lawrence Livermore Laboratory. Livermore, CA.

EL MANEJO DEL AGUA COMO COMPONENTE EN LA PRODUCCION AGRICOLA DE LA ZONA HENEQUENERA DE YUCATAN

Arnulfo González Meza., CIFAP-YUCATAN. INIFAP. SARH.
Apartado Postal 1485 Sucursal "B". Mérida, Yuc. México.

RESUMEN

Al noroeste de Yucatán, en lo más conocido como zona henequenera, existen condiciones particularmente especiales que han desarrollado modelos agrícolas tradicionales diferentes a las del resto del estado, y que en la actualidad, tal como se llevan a cabo, demuestran su ineficiencia, como es el caso de la actividad henequenera y del cultivo de granos básicos.

Resulta contrastante que pese a que se cuenta con corrientes de agua subsuperficiales suficientes, de buena calidad agrícola y a profundidades someras que favorecerían el riego agrícola, la producción de granos afronte como uno de los principales problemas el déficit hídrico por el inadecuado y mal distribuido temporal que disminuye los rendimientos.

Aun cuando los beneficios sociales y económicos del uso del agua en la irrigación de hortalizas y frutales son importantes, la superficie bajo riego no alcanza el 4% del área agrícola total de la zona, siendo esto un indicador claro del por qué de la subsistencia en el sector rural.

INTRODUCCION

La zona henequenera, de Yucatán, ubicada al noroeste del estado ha desarrollado una actividad agrícola un tanto diferente de la del resto de la Península debido principalmente a las características tan propias de factores ecológicos, sociales y económicos.

El cultivo que en mayor superficie está establecido es el henequén, y le siguen en orden decreciente el cultivo de granos básicos, los frutales, las hortalizas, pastos y otras especies. Desde el punto de vista producción y productividad, los índices de estos parámetros no son halagueños y esto se refleja en problemas económicos y sociales que propician una zona completamente de subsistencia.

Han sido varias las causas señaladas de estos problemas, sin embargo es objetivo de este trabajo, analizar la situación desde un enfoque netamente técnico, en el que se desarrollen los tres componentes del uso y manejo del agua, categorizados como: precipitación, riego y drenaje.

AGRICULTURA DE TEMPORAL

De acuerdo a datos del Distrito de Desarrollo Rural 178, (SARH

1990, 1991) en los últimos tres años, en esta zona se han sembrado en promedio 18,512 ha de cultivos anuales, principalmente maíz y frijol. El rendimiento que se logró fue de 573 kg/ha, lo que habla de desventajas para desarrollar una agricultura de temporal rentable.

Las pérdidas que se tienen en el rendimiento de maíz, son parciales o totales como consecuencia de las características físicas de los suelos y de la escasa y mala distribución de la precipitación (Soria 1981, González 1982).

De acuerdo a estimaciones del uso consuntivo para maíz se calcula que se requieren en las condiciones de la zona, 682.2 mm de lámina de agua por ciclo (SARH 1981); lo que en teoría sería cubierto con la precipitación de junio a octubre; que para los últimos cuatro años se promedio en 710 mm*.

Lo anterior se corrobora en la Figura 1, donde se muestra que la relación entre evaporación y precipitación en los meses de junio a octubre es mayor en los cuatro primeros meses, y sólo en octubre la evaporación supera a la precipitación.

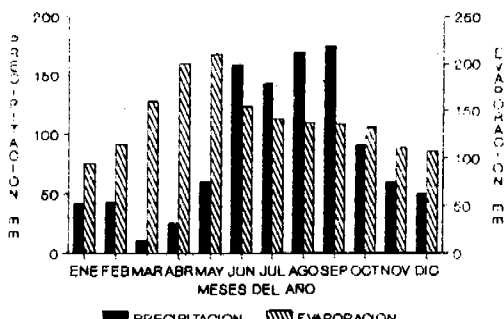


FIGURA 1.- RELACION PRECIPITACION-EVAPORACION EN LA ZONA HENEQUENERA.

Por lo anterior, la cantidad de precipitación en apariencia es suficiente, sin embargo se ha observado que se presentan estados de sequía o caniculares en la floración y fructificación, y es que algunas de las lluvias en este período son en su mayoría de tipo torrencial, abundantes y de corta o mediana duración lo que aunado a las peculiaridades físicas de los suelos explican los bajos rendimientos de los cultivos en condiciones de temporal.

Los suelos de la zona henequenera son extremadamente rocosos y pedregosos, de poca profundidad y con un drenaje interno -

* Datos de la estación meteorológica ubicada en Mocoehá, Yuc. al centro de la zona henequenera.

rápido, características que propician una baja retención de humedad (Gobierno de Yucatán, 1977, SARH 1981, Tahal 1991).

Precisamente esta relación de lluvias cortas, rápidas y abundantes en suelos someros, es lo que impide que el agua precipitada pueda almacenarse en el perfil del suelo, desde donde pueda ser aprovechada por las porciones radiculares, y es que el agua en su mayor parte se infiltra de una manera rápida y directa hacia el subsuelo, o se evapora a la atmósfera.

De esta manera los azares climáticos, especialmente la distribución y duración de la precipitación, en combinación con las características físicas de los suelos crean una barrera que impide la intensificación del cultivo de temporal, la rentabilidad económica y un retorno financiero rápido que beneficie a los productores.

AGRICULTURA BAJO RIEGO

Importancia

En contraste y para eliminar lo riesgoso de la agricultura de temporal de la zona, se cuenta con el riego. Actualmente se estima que en la zona henequenera el 4% de la superficie agrícola total es irrigada, principalmente tierras con hortalizas y frutales.

Toda vez que el contar con escasa o abundante disposición de agua, marca la diferencia entre un crecimiento firme y acelerado acorde con las necesidades de un mundo moderno o un lento desarrollo con permanencia a la baja y dependiendo en buena medida de subsidios y factores externos para crecer (SARH 1989), y que el riego es precondition del éxito de una agricultura moderna, eficiente y comercial para Yucatán, la superficie bajo riego en relación a la de temporal es baja (Tahal 1991).

Antecedentes

El uso de agua como riego se remonta en la Península de Yucatán hasta la época prehispánica, cuando los mayas hacen uso del recurso hídrico con fines productivos en la agricultura (Aguilera y Martínez 1980). Uno de los aspectos vitales para el desarrollo y surgimiento de la antigua civilización maya, lo constituyó el aprovisionamiento de sus satisfactores básicos, de los cuales el agua fue uno de los principales. El estudio de los sistemas y obras hidráulicas tienen una significación especial para la comprensión de la estructura global de la antigua sociedad maya (Universidad de Yucatán 1987).

Aun y pese a lo anterior, para la época colonial suceden calamidades que ocasionaron las imprevisibles sequías, aguaceros y ciclones, y es por esto que se afirmó que la agricultura de maíz de subsistencia del centro de Yucatán es mucho más pobre que en cualquier otra del área maya (Kirk 1982).

Los azares climáticos, la migración, la presión territorial y la dificultad de intensificación de la agricultura tradicional se pueden contrarrestar con una alternativa de desarrollo rural fundamentada sobre la valorización de los excedentes de aguas subterráneas. Los excedentes de agua permiten la irrigación contra-aleatoria, la irrigación intensiva en estación seca sobre una superficie muy limitada de una producción con muy fuerte valor añadido y una actividad de complemento remuneradora para un gran número de agricultores y través de una organización comunitaria (Legoupil, Lelandis y Sabatier. Sin fecha).

El riego es potencialmente justificable donde se presenten períodos de déficit de agua que substancialmente reducen los rendimientos de los cultivos y donde se cuenta con el abastecimiento y disponibilidad de agua de buena calidad a costos razonables. En consecuencia el riego es generalmente deseable en zonas en las cuales la precipitación es relativamente alta, pero en la cual períodos de sequía frecuentemente reducen la producción de cultivos (Legoupil, Lelandis y Sabatier. Sin fecha).

Recursos hídricos

Uno de los rasgos sobresalientes de la región es el carácter cárstico acentuado en el que se encuentra un gran número de cavernas y cavidades interconectadas por un sistema de conductos subterráneos. La ausencia de escurrimientos superficiales en el estado de Yucatán se compensa con los abundantes depósitos de agua subterráneos (Duch 1988 y Tahal 1991).

El agua para fines agrícolas se extrae desde pozos a cielo abierto, cenotes y otros depósitos; el espejo del agua se encuentra entre los 3 y 4 m de profundidad al norte de la zona y de 8 a 10 m en el centro.

El acuífero alcanza un espesor estimado de 150 m, pero contiene agua dulce sólo en su parte superior. Se le considera un muy buen acuífero, con una capacidad específica elevada. La descarga anual total media de Yucatán se estima de 7.1 a 7.6 10^9 m³; sin embargo en 1984 sólo se aprovechó aproximadamente el 4% del agua dulce. De ello se deduce que los acuíferos sólo se aprovechan en forma parcial (Tahal 1991). No obstante, a últimas fechas, esta aparentemente inagotable fuente de agua dulce ha comenzado a dar claras muestras de abatimiento en su potencial debido a la intrusión de mantos salinos, y de contaminación con microorganismos patógenos a niveles alarmantes, sobre todo en los acuíferos de la porción noroccidental, lo cual se traduce en una creciente preocupación del cada día más numeroso conglomerado social yucateco (Duch 1988).

Calidad del agua para riego

De acuerdo a la disposición que guardan el agua dulce y el agua salada, y debido a diferencia de densidades, existe en -

condiciones naturales un equilibrio entre la capa de agua dulce que se encuentra sobre la capa de agua salada. Es en la zona costera donde el espesor de esta capa de agua dulce es menor, haciéndose mayor hacia el centro.

De acuerdo a su calidad, las aguas para riego se han clasificado como aguas de media y alta salinidad (C_2 y C_3), por su concentración de sulfatos, carbonatos y bicarbonatos de calcio debido a la disolución del material calizo en el agua - (Richards 1962, SARH 1981, FIDHEN 1987, González y Tun 1988 y Tahal 1991).

Por la concentración de sodio, las aguas se han clasificado como de contenido bajo y medio (C_1 y C_2) por lo que desde esta perspectiva no aparecen problemas.

Algunas evidencias revelan que en la parte centro-sur de la zona henequenera, se han encontrado pozos profundos de agua con contenidos altos y muy altos de sodio (FIDHEN 1987); sin embargo estos problemas han sido casuales y aparentemente la razón ha sido que en la perforación del pozo se ha penetrado más allá de la interfase agua dulce-agua salina.

Por otro lado, diversos medios de comunicación y organismos ecológicos han alertado sobre una gradual pero creciente contaminación freática con heces fecales y residuos de agroquímicos en toda la zona. Sin embargo los problemas actuales frenan el agua para consumo humano y no precisamente el uso del agua para riego (Pacheco, Cabrera y Villasuso, 1990).

Características de la agricultura bajo riego

Los cultivos bajo riego en la zona, se desarrollan extrayendo el agua dulce desde el subsuelo, aprovechando para ello los numerosos pozos a "cielo abierto", pozos profundos y cénones que se encuentran en toda la zona y el estado (Cuadro 1).

Los cultivos que en más superficie se irrigan son las hortalizas y frutales, y en mucha menor área los pastos y granos básicos. La superficie que en promedio maneja bajo riego un productor hortícola está entre 0.25 y 0.75 ha, en tanto que un productor frutícola puede alcanzar hasta 2.00 ha. En ambos casos el riego dominante es el de mangueras (Cuadro 2). La extracción del agua se hace tanto por medio de motores eléctricos como de combustión interna (CEZOHE 1986).

En la última década las transformaciones y aumento en la superficie bajo riego ha sido notable en la zona henequenera. En el caso de la horticultura, de productores nómadas y diseminados por diversos lugares, se empiezan a crear unidades de uso continuo y permanente que se caracterizan por la agrupación de un número determinado de productores a los que se les dota de infraestructura eléctrica, accesos y caminos blancos, y diversos apoyos para la producción. Cada productor tiene uno o varios pozos para el riego.

CUADRO 1.- APROVECHAMIENTO DEL -
AGUA.

USO	NO. POZOS
AGRICOLA	4,057
ABREVADERO	150
DOMESTICO	67
ABASTC. PUBLICO	540
SERVICIOS	636
INDUSTRIAL	550

TOTAL 6,000

FUENTE: SARH.

CUADRO 2.- TIPOS DE RIEGO POR AC-
TIVIDAD.

SISTEMA	HORTA LIZAS*	FRUTA LES *
MANGUERA	95.7	76.8
GOTEO	2.7	
ASPERSION		20.6
MICROASPERSION		2.6
OTROS	1.6	

* %

FUENTE: CEZOHE, 1986.

En el caso de las unidades frutícolas, estas son de reciente creación y nacen como una alternativa de diversificación a raíz del problema henequenero. En su inicio se caracterizan por la inclusión de sistemas de riego modernos (goteo y aspersión) que se hacen a partir de una gran corazón, que es una bomba para pozo profundo y desde la cual es irrigada toda la superficie en cultivo. Estos sistemas diseñados para laborar gran parte del día en forma continua, chocaron con los hábitos de trabajo del productor que por las condiciones ambientales se ve en la necesidad de laborar con mayor intensidad en la madrugada y hasta antes del medio día. Por falta de mantenimiento, capacitación y operación, estos sistemas han dejado de funcionar.

Obedeciendo a cuestiones económicas, además de lo anterior, a partir de 1987 aproximadamente, se han fomentado unidades frutícolas simiindividualizadas, en donde a cada productor se le ha dotado de un pozo a "cielo abierto", infraestructura eléctrica y material vegetativo para el fomento de hasta 2 ha de frutales, preferentemente cítricos.

El riego que normalmente se utiliza en estas últimas unidades de reciente creación es el de mangueras aunque en algunos casos con ciertas modificaciones. La situación previa se desarrolla pese a que se ha señalado que la microaspersión es la mejor forma de riego para los cítricos (FIDHEN - 1987, Tahal 1991).

Drenaje de los suelos agrícolas

Los suelos agrícolas de la zona henequenera, se hayan clasificados de acuerdo a la nomenclatura maya, dentro de las series Chaltun, Tzekel, Chac'lum y Kankab. En general se trata de suelos someros que varían entre un color negro y un rojo, con un relieve general plano y con un carácter distintivo de afloramientos rocosos y pedregosidad superficial. El drenaje superficial, salvo en los chaltunes, es generalmente

rápido; cuando las precipitaciones pluviales se intensifican gran cantidad de agua se infiltra en el lugar y el resto corre hacia las partes bajas donde también se drena a través de las rocas y el suelo (SARH 1981, Duch 1988). La gran cantidad de oquedades e intersticios en el suelo facilita una entrada rápida y directa del agua hacia el subsuelo con la consiguiente recarga rápida del acuífero; aunque estas características facilitan simultáneamente la contaminación de los mantos cuando el agua lleva en solución y arrastre sustancias nocivas para su calidad.

DIAGNOSTICO Y CONCLUSIONES

El problema más importante de la agricultura de temporal en la zona es satisfacer en oportunidad las necesidades hídricas de los cultivos por el inadecuado y mal distribuido temporal, y por las bajas retenciones de humedad de los suelos. La solución al anterior problema puede realizarse, si por un lado se incorporan el cultivo de granos básicos a sistemas de producción múltiples y continuos, en donde sean varias las alternativas para un retorno financiero a corto plazo y más o menos seguro.

La otra parte es hacer uso del agua del subsuelo para la irrigación de los cultivos, ya sea para eliminar lo azaroso del clima o para cubrir completamente los requerimientos hídricos. En este sentido el riego es completamente justificador, ya que por medio de sistemas de extracción relativamente baratos, es factible convertir al agua de un recurso potencial a uno real. En este orden son muchas las evidencias que señalan las bondades del riego para elevar la producción, productividad y en general el nivel económico en los sectores rurales.

La zona henequenera cuenta con varias ventajas para incrementar por mucho, el hasta hoy 4% de superficie bajo riego del total; entre ellas están el origen geohidrológico de los suelos que favorece un sistema cavernoso en el subsuelo en el que se encuentra un manto freático en abundancia que compensa la inexistencia de depósitos hídricos en la superficie.

Otra ventaja más es la escasa profundidad a la que se encuentra el manto de agua dulce que varía desde los 3 y 4 m en la costa hasta los 9 y 10 m en la parte más alejada de ella.

En este sentido es más fácil aprovechar los pozos a "cielo abierto" y cenotes, ya que en algunos casos cuando se han utilizado pozos profundos, se ha perforado hasta estratos de agua salada que han provocado problemas en los cultivos por ensalitramiento y sodicidad; sin embargo estas situaciones más bien han sido casuísticas.

La calidad del agua de riego pese a riesgos que expresan las clasificaciones internacionales, es aceptable sobre todo si

se consideran las propiedades de drenaje rápido de los suelos y la lixiviación natural de las sales en el suelo por parte de la precipitación. Un aspecto que merece consideración es el de la ascendente contaminación del agua del subsuelo, por la disolución en ella de heces fecales de animales y humanos, y residuos de pesticidas. Hasta hoy son pocos los conocimientos sobre el tema.

En resumen a la organización para el manejo del recurso por los productores, es notorio que cuando tienen libertad sobre el riego en tiempo y espacio los resultados son mejores que cuando el control del agua es general. Lo primero permite al productor, aunque no con la mejor eficiencia, disponer del riego de acuerdo a su individual entorno y beneficio y no condicionado a otros.

Finalmente el drenaje de los suelos permite la recarga inmediata del acuífero después de cualquier precipitación y no favorece el anegamiento de las parcelas después del riego o de algún evento lluvioso normal.

REFERENCIAS

- Aguilera, C.M. y Ramírez, E. (1980), Relación Agua Suelo Planta Atmósfera. Universidad Autónoma Chapingo. Chapingo, México, México.
- CEZOHE. (1986), Marco de Referencia de Uso y Manejo de Agua en la zona henequenera. (Cuadros y Figuras), CEZOHE. CIAPY. INIFAP. SARH. Mocochoá, Yucatán, México.
- Duch, G.J. (1988), La conformación territorial del estado de Yucatán. Centro regional de la Península de Yucatán. Universidad Autónoma de Chapingo. Chapingo, México. México.
- FIDHEN. (1987), Curso intensivo de actualización profesional en el cultivo de los cítricos de la zona henequenera. Banco de Crédito Rural Peninsular, S.N.C.
- Gobierno de Yucatán (1977), Enciclopedia Yucatanense. Tomo I. Edición Oficial. Ciudad de México, D.F.
- González, M.A. (1982), Informe Técnico Anual del Programa Fertilidad de Suelos. CAEZOHE-CIAPY-INIA. Mocochoá, Yucatán. México.
- González, M.A. y J.de la C.Tun D. (1988), Riego por micromangueras: Una alternativa para el uso y manejo eficiente de agua. Folleto Técnico Núm. 3. CEZOHE. CIAPY. INIFAP. SARH. Mérida, Yucatán. México.
- Kirk, C.R. (1982), Haciendas de Yucatán. Instituto Nacional Indigenista. México, D.F. México.
- Legoupil, J. et al (s/f), Una oportunidad de desarrollo rural a partir de la pequeña hidráulica agrícola en zona de zócalo.
- Pacheco, J.A. et al (1990), Problemas actuales del recurso hidráulico en el estado de Yucatán. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán. Vol. V. Núm. 3. Ingeniería Hidráulica en México. Morelos, México. México.
- Richards, L.A. (1962), Diagnóstico y rehabilitación de suelos

- salinos y sódicos. Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América. Centro Regional de Ayuda Técnica. México.
- SARH. (1981), Estudio agrológico semidetallado de la zona he-
nequenera. Primera etapa. Residencia Regional de Agrológica. Mérida, Yucatán. México.
- SARH. (1989), Programa estatal de modernización del campo yu-
cateco 1989-1994. Delegación estatal. Mérida, Yucatán. -
México.
- SARH. (1990), Acta de la primera sesión ordinaria del H. Co--
mité Técnico. D.D.R. 178. Mérida, Yucatán. México.
- SARH. (1991), Acta de la primera sesión ordinaria del H. Co--
mité Técnico. D.D.R. 178. Mérida, Yucatán. México.
- Soria, F.M. (1981), Informe Técnico Anual del Programa Uso y
Manejo del Agua. CAEZOHE. CIAPY. INIA. SARH.
- Tahal. (1981), Alternativas para el desarrollo agropecuario -
y agroindustrial del estado de Yucatán. LIV Legislatura
de la Cámara de Diputados. Mérida, Yucatán. México.
- Universidad de Yucatán. (1987), Obras hidráulicas y uso del -
agua entre los mayas prehispánicos regiones Puuc, Chenes
y sitio Arqueológico de Oxkintok. Boletín de la Escue-
la de Ciencias Antropológicas. Mérida, Yucatán. México.

**WATER USE RATIONALIZATION IN RICE IRRIGATION
BY FLOODING**

Lawson F.S. Beltrame, Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS

José Antonio Louzada, Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS

Av. Bento Gonçalves 9500, Caixa Postal 15029
90001, Porto Alegre, RS, Brasil

ABSTRACT

Water consumption in flood irrigated rice crops in Rio Grande do Sul is based on flows ranging between 1.7 and 3.0 l/sec/ha. These values are empirical and have been in use since the Forties. In this paper are presented consumption values for different regions in the state, based on the climatic and hydrological characteristics of these regions. The results show that present consumption may be considerably reduced, making it possible to significantly increase the planted area.

INTRODUCTION

The determination of water consumption in a flood-irrigated rice crop is a problem of water balance at the soil-atmosphere interface, i.e., it involves the hydrological properties related to soil and the climatic phenomena which interfere in evapotranspiration. Among the consumption components are soil water storage, depth of water cover, evapotranspiration, deep percolation flow and lateral flow.

Consumption due to storage is a direct function of initial moisture conditions, porosity and depth of the profile under consideration. Generally this value ranges between 100 and 300 mm.

There is no consensus among researchers as to the depth of water cover over soil. According to them the purpose of the cover is to control weeds and regulate water temperature. Mascarello (1967) refers to the fact that in Japan and in China water depths vary from 50 to 80 mm, and in Italy they

may attain 300 mm. Authors such as Angladette (1969), Moraes and Freire (1973) and Spiro et alii (1974) found to significant differences in agricultural yield using depths which varied from 0 to 300 mm. However, it seems correct, insofar as the topographical conditions allow it, to slowly increase water depth during the vegetation growth period. According to Doorenbos and Kassam (1979), (apud Kung 1977) ideally, water should be deeper during the rice cycle, until the beginning of profile formation, remain low during this period and rise again during the subsequent period, for the purpose of controlling weeds and temperature.

These conditions reproduce an optimum condition which would require complex management. Under state of Rio Grande do Sul conditions constant 100 mm depths are used.

The evapotranspiration component is the result of the product of cultivation coefficient versus reference evapotranspiration. The cultivation coefficient K_c varies according to stage of development of the crop, and the procedures used to estimate it. Doorenbos and Kassam (1979) refer to values between 0.95 and 1.30, whereas Beisdorf and Mota (1976) indicate values up to 2.37 for rice. Since evapotranspiration is a function, among others, of climatic factors, this should vary from place to place. Angladette (1969), summarizing the results obtained in different countries, shows that the portion corresponding to evapotranspiration may vary between 289 and 1368 mm during the period corresponding to rice crop irrigation.

The deep percolation flow which is a direct function of vertical hydraulic conductivity and of the pressure potential, contributes a significant portion of the total consumption. According to Fukuda and Tsutsui (1969) deep percolation values, obtained experimentally in Japan, indicate 3 to 6 mm/day for sandy soils: for loam soils 2 to 3 mm/day and for clayey soils 1 to 2 mm/day. The Irrigation and Drainage Sector (Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS), determined percolation values ranging from 2.05 to 5.32 mm/day for the Planosol of the Pelotas and Vacacaí mapping units.

The information obtained by Johnson (1972) and De Datta (1881) on lateral flow, indicates values which vary from 0.024 to 0.072 mm/day for each meter of planted area perimeter.

The purpose of this study is to quantify water consumption in continuously flood irrigated rice crops, utilizing climatic data and information on physical and water characteristics concerning the soils, and to demonstrate that the use of the results obtained allows the streamlining of water demand, consequently increasing the efficiency of water use without harming crop productivity.

MATERIAL AND METHODS

The information utilized in this study was obtained from the "Levantamento das características físico-hídricas dos solos de várzea do Rio Grande do Sul", which used as mapping and pedology foundation the Reconnaissance Survey for Soils in Rio Grande do Sul, Brazil (1973).

Three hundred and fifty nine sampling points were chosen in the Planosol of the Vacacaí and Pelotas mapping units, spatially distributed so that the set of hydrological information on each sampling point represents a 64 km² surface.

These soils are found in landscapes with a flat relief, presenting profiles with sandier surface horizons. The first horizon is remarkable for its dark color which changes abruptly to a clayey horizon. This horizon presents dense cemented layers, which make it impervious.

The physical surface of these soils in Rio Grande do Sul is a total of 23,660 km², which corresponds to 72% of the area planted to flood irrigated rice in rotation with extensive cattle husbandry.

To quantify water consumption a water balance was used, taking into account the constant mass of water in the soil-plant-atmosphere system. This balance is represented by the following equation:

$$\int_{t_i}^{t_f} (P+I) dt = \int_{t_i}^{t_f} (ET + FD_p + FE_L) dt + W \quad (1)$$

where:

tf, ti = initial and final times of balance

P = precipitation (L.T-1)

I = irrigation (L.T-1)

ET = evapotranspiration (LT⁻¹)

FD_p = deep percolation flow (LT⁻¹)

FE_L = lateral flow

W = soil water storage (L)

Discretizing the variables in time and rearranging the terms according to the configuration of an area irrigated by continuous flooding, and based on the premise that all water from precipitation only circulates through the paddies to be eliminated through the ditch openings, we will have:

$$I(tf-ti) = (ET + FD_p + FE_L) (tf-ti) + W + HL \quad (2)$$

where:

HL = water cover remaining on the soil surface during the irrigation period (L). The maximum depth over the soil was set at 100 mm.

Water storage was established based on the difference between soil moisture at the beginning of irrigation and saturation moisture for profiles with thicknesses varying between 350 and 1000 mm for the Pelotas Planosol Unit, and 500 to 1400 mm for the Vacacaí Unit Planosol.

Evaporation was calculated for a ten-day period using the Penman method. Data from 23 stations were used, spatially distributed throughout the area of interest.

Deep percolation flow was defined by

$$FD_p = -k \cdot \frac{Y}{z} \quad (3)$$

$$k = \frac{PPC + ECI}{\frac{PPC}{k_1} + \frac{ECI}{k_2}} \quad (4)$$

where:

PPC = depth of the profile under consideration (mm)

ECT = thickness of the "impervious" layer (mm)

k_1 = vertical hydraulic conductivity of the profile under consideration (mm/day)

k_2 = vertical hydraulic conductivity of the "impervious" layer (mm/day)

$$\frac{Y}{z} = \frac{HL + PPC + ECI}{PPC + ECI} \quad (5)$$

To define the lateral flow was used

$$FE_L = -k_h \cdot i \quad (6)$$

$$i = \frac{X}{E} \quad (7)$$

where:

X = hydraulic load in the transmitting section (mm)

E = thickness of the transmitting section (mm)

k_h = horizontal hydraulic conductivity of the profile under consideration (mm/day).

RESULTS AND DISCUSSION

The spatial distribution of the soils studied led to the adoption of a preliminary division based on the physiographic regions of the state. Therefore, the results obtained reflect the water consumption components in the continuously flood irrigated rice crops of four different regions. Campanha, Littoral, Depressão Central and Encosta do Sudeste (Pampas, Littoral, Central Depression and Southeast Slope) (see Figure 1).

Table 1 presents the values computed for each of the consumption components. The differences found between regions and soils in the saturation water covers are due to different initial moisture conditions and thicknesses of the profiles under consideration.

Table 1 - Water consumption components (mm), in a continuously flood irrigated rice crop, 102-day period.

Soil	Region	Consumption components (mm)										Total consumption (mm/cycle)	
		Saturation Depth		Surface Water Cover	Deep Percolation Flow		Lateral Flow		EF				
		Mean	Max	Min	Mean	Max	Min						
Vacacaí Planosol	Campanha	89	202	18	100	472	524	359	10	42	4.8	880	1551
	Litoral	112	205	35	100	472	539	422	16	60	1.9	675	1375
Pelotas Planosol	Depressão Central	99	268	26	100	474	543	209	13	52	2.0	830	1516
	Encosta do Sudeste	65	153	53	100	377	435	197	12	13	1.1	910	1464

The deep percolation flow, mean value, was practically the same in all three regions covered by the Vacacaí Planosol. This similarity is the result of the harmonic average used in determining hydraulic conductivity, and the pressure potentials involved in calculating water movement. The same tendency is found for maximum values. In the case of the region included in the Pelotas Planosol, the values are smaller, as a result of the smaller vertical hydraulic conductivity found.

The lateral flow, despite its small magnitude as compared with the other consumption components, presents a marked variation between regions and soils, probably resulting from the differences found in horizontal hydraulic conductivity.

The evapotranspiration component reflects the behaviour of the climatic phenomena in the four regions, since the crop coefficient used, both during the plant growth period and the reproductive one, was the same.

Having defined the consumptive components, it is possible to establish the flows used in continuous flood irrigation of rice.

Considering the characteristics of the crop and the management practices used, different flows may be established for different irrigation periods.

Table 2 summarizes the maximum, maintenance and weighted average flows, resulting from the mean values established for the consumption components.

Table 2 - Maximum, maintenance, and weighted average flows established based on the mean values of the consumption components.

Soil	Region	Maximum Flow (l/s/ha)	Maintenance Flow (l/s/ha)	Mean Weighted Average Flow
Planosol Vacacaí Unit	Campanha	1,76	1,54	1,58
	Litoral	1,56	1,32	1,36
	Depressão Central	1,72	1,49	1,53
Planosol Pelotas Unit	Encosta do Sudeste	1,66	1,47	1,51

The maximum flow values (initial flow) are close to or lower than the minimum historical limits in Rio Grande do Sul (17 to 30 l/sec/ha). If we compare them with the maximum limit the differences increase, ranging from 70% to 92%.

When the use of water resources in rice irrigation is stream

lined, two flows, maximum and maintenance, are utilized. In this case, the former would be applied during the saturation and water cover formation period, and later be reduced to maintenance flow, satisfying the components of consumption: evapotranspiration and deep and lateral percolation flows. This practice would reduce the demand by 12%, independent of the region considered.

A management alternative which does not lead to reduced productivity of the irrigated rice might be the use of a weighted mean flow. This flow is obtained from the abovementioned flows and the respective application periods.

CONCLUSIONS

The use of calculated flows would provide a significant economy of water resources, allowing a physically larger area to be placed under crops.

In the specific case of the alternative of using maximum flow, calculated for the regions, instead of the extreme flows as historically used in Rio Grande do Sul, the saving in water resulting from this practice throughout the physical area of the soils studied would be on the average $6.94 \times 10^9 \text{ m}^3$, which would make it possible to extend continuously flood irrigated rice crops to a further 470,000 hectares. However, maximum streamlining would be achieved using maintenance of average weighted flows, which would expand this area to 541,000 hectares.

REFERENCES

- Angladette, A. (1969), El arroz. Barcelona: Editorial Blanc. p.101-106, 335-357
- Beirsdorf, M.I.C. e Mota, F.S. (1976), Evapotranspiração do arroz irrigado, em Pelotas, Rio Grande do Sul. Ciência e Cultura, São Paulo, v.28, n.11, p.1329-1334.
- Brasil. Ministério da Agricultura. Divisão de Pesquisa Pedológica. (1973). Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul. Recife. 451p. p.251-255.
- De Datta, S.K. (1981), Principles and practices of rice production. New York, John Wiley, Ch.9, p.297-347.
- Doorenbos, J. et al. (1979), Efectos del agua sobre el rendimiento de los cultivos. Roma: Organización de Las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación. 212p.
- Fietz, C.R., Cauduro, F.A., Beltrame, L.F.S. (1986), Modelo de cálculo de demanda hídrica em lavoura de arroz irrigado (Oryza sativa, L.), In: Congresso Nacional de Irrigação e Drenagem, 7. (1986), Brasília. Anais. Brasília: Associação Brasileira de Irrigação e Drenagem. Br. V.3.

- p.155-167.
- Fukuda, H., Tsutsui, H. (1968), Rice irrigation in Japan. Rome: FAO. 53p.
- Johnson, L. (1972), Water requirements for rice. In: CIAT. Curso de adiestramiento sobre produccion de arroz para tecnicos brasileiros. Bogotá, 2f.
- Mascarelo, A. (1967), Arroz na Itália, Espanha e França. La voura Arrozeira, Porto Alegre, v.21, n.237, p.3-16.
- Moraes, J.F.V., Freire, C.J.S. (1973), Influência da profundidade da água de inundação sobre o crescimento e produção de arroz. Lavoura Arrozeira, Porto Alegre, v.26, n.273, p.56-57.
- Sachet, Z.P. (1977), Consumo de água de duas variedades de arroz (*Oryza sativa*, L.) em tres tratamentos de irrigação. Porto Alegre: UFRGS. 90f. Diss. Mestr. Hidrologia Aplicada.
- Spiro, D.A., Stone, L.F., Howell, J.D. (1974), Comparação entre diversos sistemas de alturas de lâminas de água na cultura do arroz. In: Reuniao Geral da cultura do arroz, 4 Pelotas, 1974. Anais. Pelotas/Porto Alegre, IPEAS/IRGA. p.73-75.

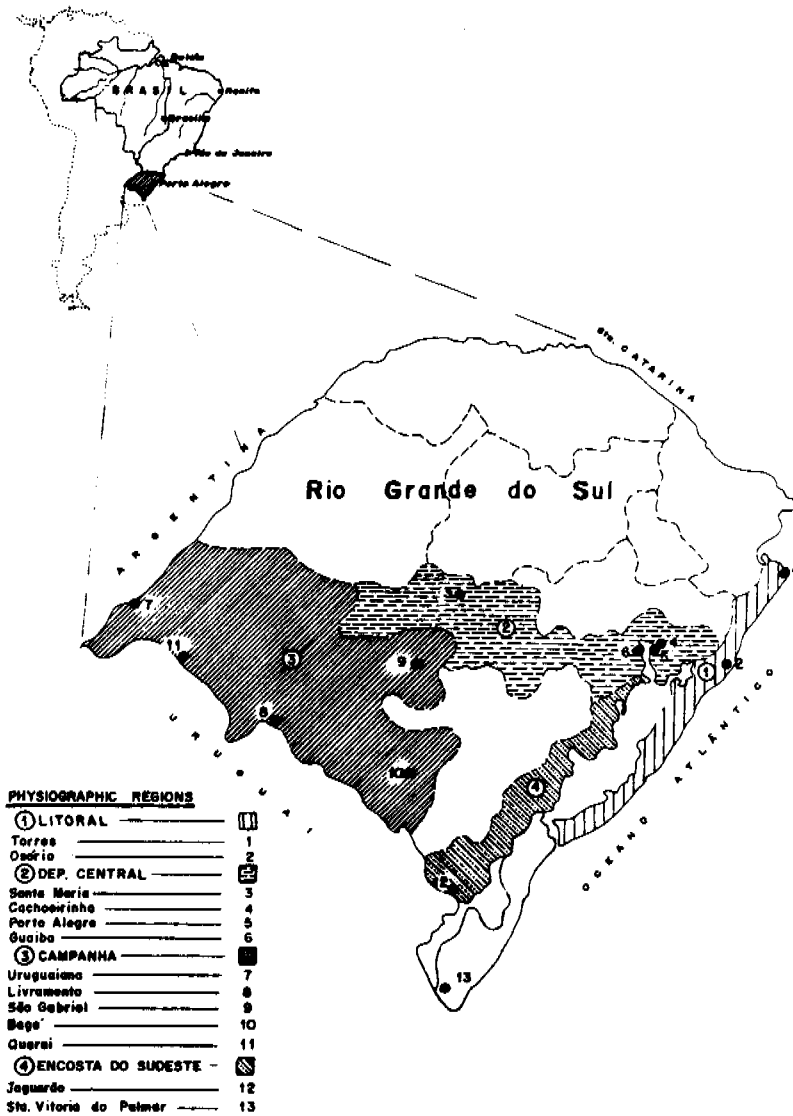


Fig. 1 - Location of soils and climatological stations

Colegio de Postgraduados, 56230 Montecillo, México.

RESUMEN

En el Estado de Tabasco tradicionalmente el arroz se ha venido cultivando de temporal obteniéndose rendimientos muy bajos y altos porcentajes de siniestralidad, debido a la deficiencia hídrica que se presenta cuando el requerimiento de agua del arroz es máximo.

En el Colegio de Postgraduados se ha desarrollado una metodología para usar eficientemente el riego de auxilio, en las etapas fenológicas en que la lluvia no alcanza a satisfacer los requerimientos hídricos del arroz. Esta metodología fue evaluada recientemente en tres parcelas comerciales de agricultores cooperantes de La Chontalpa y de la Sabana de Balancán, Tabasco.

La siembra del arroz se hizo en seco e inmediatamente después se aplicó el riego de germinación. Los riegos siguientes se aplicaron cuando el potencial del agua en el suelo, medido con tensiómetros, alcanzó un cierto valor previamente establecido. Las dimensiones de las melgas se determinaron con la ayuda de un modelo hidrológico del riego por melgas.

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos en una parcela de 15 ha, donde las melgas eran de 150m x 50m, en las cuales se aplicaba el gasto de riego con sifones previamente calibrados. Los resultados muestran que esta es una buena alternativa para aumentar la producción y el ingreso neto del agricultor.

INTRODUCCION

En el Estado de Tabasco tradicionalmente el arroz se ha venido cultivando de temporal, cuando las condiciones climáticas son favorables la preparación del terreno y la siembra se hacen en seco, poco antes de iniciarse el temporal. Entre la siembra y la germinación, que se inicia con la primera lluvia, se desarrollan una gran cantidad de malas hierbas cuyo control químico incrementa los costos de producción. Con mucha frecuencia después de que germina el arroz, las lluvias se interrumpen ocasionando que las plántulas mueran por deshidratación, esto trae como consecuencia altos índices de siniestralidad. Sin embargo, el problema más importante es el ocasionado por las deficiencias hídricas que se presentan en la sequía interestival o canícula, pues ésta coincide con la etapa más crítica del cultivo en cuanto al requerimiento de agua. Estos problemas junto con la falta de oportunidad en las labores y aplicación de insumos agrícolas hacen que el rendimiento promedio sea muy bajo, 2.1 ton/ha, insuficiente para pagar los costos de producción.

En el Colegio de Postgraduados, a través del Centro de Hidrociencias y del CEICADES, se ha desarrollado una metodología para usar eficientemente el riego de auxilio, en las etapas fenológicas en que la lluvia no alcanza a satisfacer los requerimientos hídricos del arroz. Esta metodología consiste en preparar el terreno y sembrar en seco e inmediatamente después se aplica el riego de germinación. Los riegos siguientes se aplican siempre y cuando el potencial del agua en el suelo, medido con tensiómetros alcance un cierto valor previamente establecido. Con esta metodología se pretende disminuir el problema de malas hierbas y los índices de siniestralidad, así como aumentar el rendimiento promedio por hectárea y el ingreso neto del productor.

METODOLOGIA

Tres parcelas localizadas, una de 8 ha en el poblado C-21 de La Chontalpa, otra de 8 ha en el pozo No. 2 del Ejido Mario Calcáneo de Balancán, y una más de 15 ha en el campo experimental del CEICADES, ubicado también en La Chontalpa, fueron utilizadas para evaluar la metodología.

En las tres parcelas la preparación del terreno se hizo en seco, durante el mes de abril. Primero se dió un paso de rastra pesada y posteriormente se dieron dos pasos de rastra ligera. Posteriormente se hizo un levantamiento topográfico por medio de una cuadrícula de 20m x 20m, en cada vértice de la cuadrícula se obtuvo su cota. Los cortes y rellenos se obtuvieron con el programa de cómputo NIVERRA, desarrollado por Chávez e Ibañez (1988). En dos vértices centrales de la cuadrícula, separados 100m, se obtuvieron muestras inalteradas para determinar densidad aparente y muestras alteradas para determinar la densidad real y la curva de retención de humedad. En cada uno de estos puntos se hizo una prueba de infiltración, durante 24 horas, con el infiltrómetro de doble cilindro. Al término de las pruebas de infiltración se hizo la nivelación del terreno con una niveladora o "land plane".

Cuando el terreno quedó nivelado, se sembró y aplicó el fósforo con una sembradora-fertilizadora, enseguida se construyeron los bordos para formar las melgas e inmediatamente se aplicó el riego de germinación con sifones previamente calibrados. En cada parcela se instalaron 6 tensiómetros de manómetro de mercurio, a la profundidad de 15 cm, para determinar cuándo aplicar los riegos de auxilio. Por razones ajenas al trabajo no se aplicó herbicida preemergente, únicamente postemergente por lo que el control de malezas no fue eficiente. A los 30 días después de la germinación se aplicó la mitad del nitrógeno y la otra mitad 30 días más tarde. A la emergencia del cultivo se presentó un ataque de "gusano trozador" que fue controlado con Sevin ph 80%. Durante la formación del grano se presentó la Nchinche café que se controló con paration metílico ce 5%. Durante la sequía interestival se aplicaron dos riegos de auxilio. La cosecha se hizo cuando el grano alcanzó un 20% de humedad. En cada parcela el agua de riego se abasteció de un

pozo profundo, 108 cuales fueron aforados volumétricamente, cuando se hizo la preparación del terreno.

RESULTADOS Y DISCUSION

Para ahorrar espacio únicamente se presentan y discuten los resultados de la parcela del campo experimental del CEICADES. Esta parcela tiene 500m x 300m y presenta una topografía muy uniforme, por lo que los máximos cortes y rellenos fuer3on de 12cm, y el volumen movido por hectárea fue de 200 m³. Las pendientes naturales del terreno eran 0.0020m/m a lo largo de la parcela y 0.0002m/m a lo ancho.

Para representar las características hidrodinámicas del suelo se utilizó la expresión propuesta por Van Genuchten (1980) para la curva característica de humedad:

$$\theta = \frac{\theta_s}{\left[1 + \left(\frac{h}{h_g}\right)^n\right]^m} \quad (1)$$

con θ_s el contenido volumétrico de humedad a saturación natural (cm^3/cm^3), θ el contenido volumétrico de humedad (cm^3/cm^3), h el potencial de presión del agua en el suelo (cm), n , h_g dos parámetros empíricos y $m = 1 - 2/n$.

La relación entre e y la conductividad hidráulica, K , fue representada por la expresión de Brooks y Corey (1964)

$$K = K_s \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^N \quad (2)$$

con K_s la conductividad hidráulica a saturación natural (cm/h) y $N = 1/m + 2$.

En cada punto de muestreo el valor de e_s se obtuvo con la expresión de Rogowski (1971):

$$\theta_s = 0.9 \left(1 - \frac{D_a}{D_r}\right) \quad (3)$$

donde D_a es la densidad aparente (gr/cm^3) y D_r la densidad real (gr/cm^3). Los parámetros h_g y m se obtuvieron al ajustar por mínimos cuadrados la expresión (1) a los datos experimentales obtenidos con la olla y la membrana de presión.

A los datos experimentales obtenidos de las pruebas de infiltración se les ajustó por mínimos cuadrados la ecuación de Green y Ampt (1911):

$$I(t) = K_s t + \lambda \ln \left(1 + \frac{I(t)}{\lambda}\right) \quad (4)$$

$$\lambda = (\theta_s - \theta_0) (h_1 - h_r)$$

donde I es la lámina infiltrada (cm), t el tiempo, θ_0 el contenido volumétrico de humedad al inicio de la prueba de infiltración, h_1 la carga hidráulica en la superficie del suelo (cm) y h_r el potencial de presión del agua en el suelo en el frente de infiltración (cm).

Para que hubiera congruencia entre las características hidrodinámicas del suelo, expresiones (1) y (2), y los datos obtenidos de la infiltración, se recalculó el parámetro h_g en

$$h_r = - \int_{h(\theta_0)}^0 \frac{K(h)}{K_s} dh \quad (5)$$

Tabla 1. Valores de los parámetros de las características hidrodinámicas

$\theta =$ cm ³ /cm ³	m	hg cm	K= cm/h	λ cm
0.48	0.17	27.84	1.836	9.685

En base al plano topográfico se seleccionó la dirección del riego en el sentido de la máxima pendiente, en este sentido la parcela medía 300m y 500m en el sentido perpendicular. Con la ayuda del modelo hidrológico desarrollado por Rendón, Ortiz y Acosta (1990) se seleccionaron las dimensiones de la melga que permitieran distribuir uniformemente la lámina de riego a lo largo de la melga, las dimensiones seleccionadas fueron 50m x 150m. En cada melga el gasto de riego, 78 lps, se aplicaba con 40 sifones de PVC de 2" de diámetro, previamente calibrados. Después del riego de germinación, 106 riegos de auxilio se aplicaban si el potencial del agua en el suelo alcanzaba los valores de -1.59m, -0.76m y -1.15m para las etapas fenológicas vegetativa, reproductiva y maduración respectivamente (Magaña, Pacheco y Rendón, 1990).

La lámina de riego, Lr (m), se calculaba como:

$$Lr = (\theta_s - \theta_o) Pr \quad (6)$$

donde Q0 es el contenido volumétrico de humedad (cm³/cm³) al momento del riego y Pr la máxima profundidad radicular (m). Una vez obtenida la lámina de riego el volumen de riego, Vr, para cada melga se calculaba como Vr = Lr x A x L, donde A es el ancho de la melga (m) y L su longitud (m). Como el gasto de riego (Qr) era conocido, el tiempo de riego (Tr) se calculaba fácilmente como Tr = Vr/Qr.

En la tabla 2 se presentan las principales características de la melga y de los riegos aplicados a la parcela.

En esta tabla se puede ver que únicamente se necesitaron tres riegos de auxilio, el de germinación y dos riegos durante la sequía interestival. La lámina total aplicada, riego más lluvia, de 980 mm es similar a la reportada en la literatura (De Datta, 1986). La lámina de agua aplicada en cada riego fue de 6.2 cm, aplicar láminas de riego de esta magnitud únicamente es posible cuando los terrenos están bien nivelados y las dimensiones de las melgas han sido seleccionadas correctamente.

Tabla 2. Principales características de la melga y de los riegos aplicados.

Características	Valores
Superficie de la parcela	15 ha
Pendiente de la melga	0.0020 m/m
Longitud de la melga	150 m
Ancho de la melga	50 m
Número de riegos	3
Gasto de riego	78 lps
Tiempo de riego	1:40 hr:min
Volumen aplicado por melga	468 m
Lámina de riego	6.2 cm
Lámina de riego total	18.6 cm
Lluvia	79.4 cm
Lámina total	98.0 cm

En la tabla 3 se presenta la evaluación económica. El rendimiento promedio fue 4.5 ton/ha, este rendimiento hubiera sido mayor si se hubieran controlado correctamente las malas hierbas. El punto de equilibrio es de 4.07 ton/ha, rendimientos menores le van a ocasionar pérdidas al agricultor. El ingreso neto de \$ 193 566.00/ha es bajo, lo que hace que la relación beneficio costo sea baja 1.1. Para que al agricultor le sea atractivo sembrar arroz debe obtener un rendimiento de 6 ton/ha de esta manera el ingreso neto sería de \$ 868 566.00/ha y la relación beneficio costo de 1.47.

El rendimiento depende no solo de la oportunidad en que se aplique el riego, sino también de la oportunidad con que se combatan las malas hierbas y plagas, se efectúen la preparación del terreno y la siembra, así como de la aplicación oportuna del fertilizante. En resumen, el cultivo del arroz puede ser económico siempre y cuando se haga un uso eficiente del agua y de todas las labores culturales. Tabla 3. Evaluación económica por hectárea

Tabla 3. Evaluación económica por hectárea

Concepto	Importe
Costo directo	1 421 200.00
Seguro agrícola	180 000.00
Intereses (16.2%)	230 234.00
Costo total	1 831 434.00
Rendimiento	4.5 ton.
Precio de venta	450 000.00
Ingreso bruto	2 025 000.00
Punto de equilibrio	4.07 ton.
Ingreso neto	196 566.00
Beneficio/costo	1.1

REFERENCIAS

- Brooks, R. M. y A. T. Corey, 1964. Hydraulic properties of porous media. Hydrology paper 3., Colorado State University, Fort Collins, Colorado, U.S.A.
- Chávez Morales, J. y L. A. Ibañez Castillo, 1988. NIVTERRA, Programa de cómputo electrónico para el cálculo de nivelación de tierras. IV Congreso Nacional de Irrigación. Asociación Nacional de Especialistas en Irrigación. Reynosa, Tamaulipas.
- De Datta, S. K., 1986. Producción de arroz, fundamentos y prácticas. Editorial Limusa, México, D.F.
- Green, W. A. y G. A. Ampt, 1911. Studies on soil physics. 1-The flow of air and water through Soils. Journal of Agricultural Science (4): 1-24.
- Magaña Sosa, G.; P. Pacheco Hernández y L. Rendón Pimentel, 1990. Respuesta del arroz (*Oryza sativa* L.) al potencial de presión del agua en el suelo en tres etapas fenológicas. V Congreso Nacional de Irrigación. Asociación Nacional de Especialistas en Irrigación. Ciudad Obregón, Sonora.
- Mein, R. G. y D. A. Farrel, 1974. Determination of wetting front suction in the Green-Amp equation. Soil Science Soc. Amer. Proc. (38): 872-876.
- Rendón Pimentel, L., J. Ortiz Rodríguez y R. Acosta Hernández, 1990. Riego eficiente del trigo por melgas. Memoria del Análisis de la Problemática del Agua y Perspectivas para la Modernización de su Uso en la Agricultura de Guanajuato. CIFAP-GTO. Celaya, Guanajuato.
- Rogowski, A. S., 1971. Watershed physics: Model of the soil moisture characteristic. Water Resources Research (7): 1575-1582.
- Van Genuchten, N. Th., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil. Soil Science Soc. Amer. Journal (44): 892-898.

OPTIMIZACION DEL USO DEL AGUA DE RIEGO EN EL CULTIVO DE CEBADA EN EL SUR DEL ESTADO DE CHIHUAHUA.

Juan Guillermo Martínez Rdz. CENID-RASPA-INIFAP-SARH. Salvador Muñoz Castro, Univ. Aut. Agr. "Antonio Narro" Ma. de Jesús G. Gallo Banda, Fac. Ciencias Agrícolas UACH. Km 6.5 Margen Derecha Canal Sacramento, Gómez Palacio, Dgo. Apdo. Postal 41. Cd. Lerdo, Durango. México C.P. 35000

RESUMEN

El cultivo de cebada es muy importante económicamente en el Sur del Estado de Chihuahua; el total de la superficie sembrada es con agua de bombeo y el número de riegos aplicados por 109 agricultores es excesivo, lo que ocasiona el abatimiento del manto acuífero con el consecuente incremento en 109 costos de producción. Lo anterior hace necesario optimizar el uso del agua de riego conociendo 109 requerimientos hídricos y las etapas fenológicas en que el cultivo hace un uso más eficiente del agua de riego.

El presente trabajo se desarrolló durante tres ciclos agrícolas en terrenos de agricultores cooperadores. Los resultados obtenidos indican que es posible reducir la lámina de riego aplicada respecto a la tradicional en alrededor de 0.15m. sin alterar el rendimiento del cultivo. Las más altas eficiencias en el uso del agua se presentaron al aplicar el riego en las etapas de encañe, embuche y floración, que obtuvo en promedio 1.22 kg/m³ de agua consumida. Las necesidades hídricas de la cebada son alrededor de 0.50 m.

INTRODUCCION

La demanda de grano de cebada en el país es de 600 mil toneladas, de las cuales 330 mil son usadas para la industria maltera y las 270 mil restantes para la alimentación del ganado y humana.

En México la superficie cultivada con este cereal bajo condiciones de riego es de aproximadamente 70,000 ha.

En el Estado de Chihuahua, la totalidad de las siembras de este cereal corresponden a la Región de Jiménez, en donde la cebada es uno de los cultivos más importantes ya que por ser de invierno permite hacer un uso más intensivo del suelo, con lo que se logra un mayor ingreso por hectárea por año.

Dentro de los factores que limitan la producción de cebada en la Región de Jiménez. Chih., se encuentra el recurso agua; cerca de 24 mil hectáreas son irrigadas por bombeo, pudiéndose constatar que un gran número de agricultores de la región aplican más riegos de los requeridos por este cultivo, incrementando el costo de producción, reduciendo la superficie de siembra y abatiendo considerablemente el nivel freático del acuífero regional.

OBJETIVO DEL TRABAJO

El objetivo de este trabajo fue estudiar el efecto de la oportunidad de aplicación de los riegos en diferentes etapas fenológicas del cultivo y determinar el calendario que nos permita hacer un uso más eficiente del agua de riego.

MATERIALES Y METODOS

Establecimiento del Experimento

Muestreo del suelo. Antes de establecer el experimento, se realizó en el área experimental cuatro pozos, de donde se extrajeron muestras de suelo a profundidades de 0-30 y 30-60 cm. Estas muestras se secaron al aire, tamizaron en malla de 2 mm y posteriormente se enviaron para su análisis físico-químico al laboratorio de suelos y aguas del Distrito de Riego 005 en Cd. Delicias, Chih.

De acuerdo a los resultados obtenidos, la textura del suelo es arcillosa, la conductividad eléctrica indica que es un suelo ligeramente salino y el PSI nos indica que es un suelo sin problemas de sodio, el pH del suelo, de acuerdo a lo propuesto por Moreno Dame (1978), es ligeramente alcalino, medianamente rico en materia orgánica, mediano y medianamente rico en calcio y magnesio, respectivamente.

El promedio de los cuatro sitios de muestreo para la capacidad de campo, punto de marchitez permanente y densidad aparente fue de 44.0%, 23.9% y 1.0 gr/cc, respectivamente.

Preparación del terreno y siembra. En la preparación del terreno se siguieron las prácticas que comúnmente realiza el agricultor y que consiste en subsuelo, barbecho, rastreo, nivelación y bordeo. El 29 de enero se fertilizó con la fórmula 80-60-00 y se sembró la variedad Cerro Prieto, con una densidad de 85 kg/ha. La fertilización complementaria de nitrógeno (40 kg de N/ha) se aplicó antes del primer riego de auxilio. Las fuentes de nitrógeno y fósforo fueron: Urea (46% de N) y la fórmula 18-46-00, respectivamente.

Diseño experimental y tratamientos. Se utilizó un diseño experimental de bloques al azar con seis tratamientos y tres repeticiones. Los tratamientos consistieron en aplicar el riego en etapas fenológicas del cultivo (cuadro 1), basándose para la determinación de cada una de las etapas fenológicas en la escala de Roming.

Cuadro 1. Tratamientos estudiados. Cd. Jiménez. Chih.

Tratamiento	Etapas de aplicación del Riego
1	Amacolle-Encafe-Floración
2	Amacolle-Embuche-Floración-Grano Masoso
3	Amacolle-Floración-Grano Masoso
4	Amacolle-Embuche-Floración
5	Amacolle-Encafe-Embuche-Grano Masoso
6	Amacolle-Encafe-Embuche-Flor-Grano Masoso

Desarrollo del Experimento

Control de humedad y aplicación del riego. La humedad del suelo se determinó semanalmente por el método gravimétrico propuesto por Vehimeyer y Hendrickson (1906). Los riegos se aplicaron conforme a una lámina de 15 cm para el riego de nacencia y de 10 cm en los riegos de auxilio, los cuales se aplicaron de acuerdo a lo planeado a excepción del primero, el cual hubo necesidad de adelantarlo con la finalidad de eliminar una costra endurecida formada por el alto contenido de carbonatos de calcio pregente en el suelo. A este riego se le conoce a nivel de agricultor como "sobreriego" y consiste en un riego ligero, que para este caso fue de 5 cm de lámina

Cambio de etapa. Para el cambio de etapa en la aplicación de los riegos en los tratamientos estudiados se consideraron los estados de crecimiento número 3,7,10,13 y 26 propuestos por Roming, los que se describen en el cuadro 2.

Observaciones de campo. El lote experimental se inspeccionó semanalmente para hacer observaciones de campo que pudieran ser de utilidad en la interpretación de los diferentes parámetros evaluados, los que a continuación se citan: altura de planta, materia seca total, materia seca de espigas, tallos por metro cuadrado a la cosecha, longitud de espiga, número de granos por espiga, peso de paja más grano y rendimiento de grano.

Análisis económico. Con el fin de hacer una comparación económica de los tratamientos estudiados se calculó el costo de producción de cada uno de ellos, tomando en consideración los principales rubros que lo componen. Se utilizó como punto básico de comparación el "Índice de Redituabilidad".

Cuadro 2. Estados de crecimiento considerados.

Estado	Descripción
3	Amacollamiento formado, hojas con frecuencia enrolladas en forma de espiral.
7	Segundo nudo del tallo formado, apenas visible cerca de la última hoja.
10	Embuchamiento, envoltura de la última hoja formada completamente, engrosamiento de la espiga pero aún no visible.
13	Floración, 50% de la espiga fuera de la hoja bandera.
26	Estado lechoso masoso del grano.

RESULTADOS Y DISCUSION

RESULTADOS Y DISCUSION

Suelo

En el Cuadro 3 se puede observar que el uso consuntivo total varía notablemente entre los tratamientos en estudio de acuerdo a la disponibilidad de agua. Los tratamientos con mayor número de riegos presentan los valores más altos siendo el tratamiento seis el mayor con 61.6 cm de agua consumida.

En cuanto al mejor aprovechamiento de la humedad del suelo por la planta, los tratamientos 1 y 4 fueron los que tuvieron la mayor eficiencia neta en el uso del agua con 1.2 y 1.35 kg/m³ de agua evapotranspirada, respectivamente; el tratamiento 3 presenta la más baja eficiencia con 0.74 kg/m³, a los tratamientos anteriormente citados se les aplicó igual número de riegos pero con diferente oportunidad; los resultados demuestran que aquellas plantas que no sufrieron castigo por agua en las etapas tempranas de formación de órganos florales, tuvieron las más altas eficiencias en transformación.

Componentes de rendimiento

Tallos por m². El análisis estadístico practicado a este parámetro de planta presentó diferencia significativa entre tratamientos, siendo los mejores el 2, 4 y 6 con 509, 530 y 543 tallos/m² respectivamente; el tratamiento tres que fue castigado por agua en las etapas de encañe y embuche, presentó el valor más bajo con 415 tallos.

Los resultados muestran que la cebada es sensible a deficiencias hídricas en las etapas de encañe y embuche, según lo indica el número de tallos por m² presentes en el tratamiento tres; y la aplicación de un riego de auxilio en cualquiera de estas etapas es suficiente para incrementar los rendimientos del cultivo, manteniendo buenas condiciones de humedad hasta floración. Longitud de la espiga. Se presentó diferencia estadística significativa. Los tratamientos 5 y 6 fueron los mejores con 6.2 y 6.4 cm respectivamente; los valores más bajos se presentan en los tratamientos 2 y 4 con 5.4 y 5.3 cm.

Número de granos por espiga. De acuerdo a los resultados obtenidos no hubo efecto significativo entre los tratamientos estudiados respecto a este parámetro de la planta. La media general fue de 41 granos por espiga.

De acuerdo a los resultados anteriores podemos observar que aun cuando la longitud de la espiga resultó ser estadísticamente significativa, esto no es un indicador de que se vayan a presentar diferencias en el rendimiento. En este caso podemos afirmar que la reducción del rendimiento se debió básicamente a una menor cantidad de tallos/m², debido al estrés hídrico que sufrió la planta en las etapas ya citadas.

Rendimiento. Los mas altos rendimientos los obtuvo el tratamiento seis, al cual se le aplicó riego en todas y cada una de las etapas fenológicas consideradas en el estudio y cuya lámina de riego bruta fue de 70 cm. sin embargo, los tratamientos 1 y 4 que recibieron una lámina de riego de 50 cm. y que estuvieron castigados en dos etapas fenológicas, resultaron estadísticamente iguales que el seis. Los rendimientos obtenidos por los tratamientos 1, 4 y 6 fueron: 561, 578 y 606 gr/m² respectivamente.

El tratamiento tres presentó los rendimientos más bajos con 346 g/m², lo que representa una reducción en el rendimiento de un 43% con respecto al tratamiento seis.

Análisis Económico

Los tratamientos 1, 4 y 6 son los que presentan el mayor índice de redituabilidad con 4.09, 4.22 y 4.08; comparando el número de riegos aplicados en cada tratamiento puede verse que es igualmente redituable aplicar tres que cinco riegos de auxilio; sin embargo un ahorro de 20 cm de lámina de agua por hectárea representa para una región como Jiménez, Chih. la posibilidad de incrementar la superficie de siembra con otros cultivos alternativos y/o disminuir la tasa de abatimiento del acúfero regional.

CONCLUSIONES

Aquellos tratamientos con mayor suministro de agua presentan los más altos usos consuntivos; sin embargo, las más altas eficiencias en el uso del agua la presentan los tratamientos 1 y 4 que recibieron tan sólo tres riegos de auxilio.

El rendimiento del cultivo se vio fuertemente afectado por la oportunidad de aplicación más que por la cantidad de agua aplicada, según lo indican los rendimientos obtenidos en los tratamientos 1, 4 y 6 que resultaron estadísticamente iguales y que además presentan los más altos índices de redituabilidad con 4.09, 4.22 y 4.08, respectivamente.

Los resultados obtenidos muestran la factibilidad de eliminar 1 o 2 riegos de auxilio sin detrimento en el rendimiento del cultivo; debiéndose mantener bien abastecidas con agua las etapas de encañe, embuche y floración, ya que estas son cruciales para la obtención de buenos rendimientos y muy sensibles al déficit hídrico.

Cuadro 3. Eficiencia en uso de agua y componentes de rendimiento para los tratamientos estudiados.

Tratamiento de Riego	UC (cm)	EUA (Kg/m3)	IR	Componentes			
				1	2	3	4
1	46	1.20	4.09	442	39	5.6	561
2	49	0.99	3.43	509	38	5.4	491
3	46	0.74	2.54	415	40	5.8	346
4	42	1.35	4.22	530	40	5.3	578
5	54	0.98	3.74	486	44	6.2	534
6	61	0.98	4.08	543	44	6.4	606

donde:

UC. Uso Consuntivo en cm.

EUA. Eficiencia en Uso de Agua (Kg/m3 de agua consumida).

IR. Índice de Redituabilidad.

1. Tallos por m2.

2. Número de granos por espiga.

3. Longitud de espiga (cm).

4. Rendimiento (g/m2).

REFERENCIAS

- Aspinall, D.P. et al (1964), The effects of soil moisture stress on growth of barley. Aust. J. Agric. Res. 15: 729-745.
- Chemna, S.S. et al (1977), Response of barley to irrigations at different stages. Jour. of Res. Punjab Agricultural University. 14(3): 284-291.
- Day, A.D. and R.K. Thompson (1975), Effects of soil moisture regime on the growth of barley. Agron. J. 67(3):430- 433.
- Martínez Rodríguez, J.G. (1982), Efecto del riego en diferentes etapas fenológicas sobre el rendimiento de cebada (Hordeum vulgare L.) en Cd. Jiménez, Chih. Tesis de Licenciatura. UAAAN. Saltillo, Coah. 77 p.
- Moreno Dahme, R. (1978), Clasificación del DH del suelo Y aguas agrícolas. Comunicación personal.

RESPUESTA DE LA ALFALFA A DIFERENTES CONTENIDOS DE HUMEDAD DEL SUELO

Marco A. Inzunza I., CENID-RASPA INIFAP-SARH
Apartado Postal No. 41
Cd. Lerdo, Durango, México

RESUMEN

En el Campo Experimental del Centro Nacional de Investigación Disciplina-
ria en Relación Agua-Suelo-Planta-Atmósfera, se realizó un trabajo en al-
falfa, con los objetivos de determinar los requerimientos hídricos de la
alfalfa, tanto en su consumo como en su oportunidad y de obtener la rela-
ción existente entre el rendimiento y el régimen de humedad del suelo.
La metodología consistió en propiciar diferentes déficit hídricos en el
suelo en base a la aplicación de diferentes número de riegos y déficit
evapotranspirativos entre cortes del cultivo.

Los resultados generados del primer año productivo indican que el régimen
de humedad óptimo para maximizar la producción de materia verde y seca
es que se desarrolle a 5.7 atm de tensión en el suelo y que el cultivo
evapotranspire 155 cm anuales de agua. La alfalfa no presentó diferen-
cias significativas a la aplicación de 1 a 4 riegos entre cortes. Cuando
el cultivo se desarrolla bajo las condiciones hídricas citadas logra una
eficiencia en el uso del agua de 6.4 kg MS/M³, significativamente más al-
ta que las 2.4 kg MS/M³ logrados con el manejo hídrico actual.

INTRODUCCION

La alfalfa es uno de los forrajes más importantes en la producción pecua-
ria nacional. Esto se refleja en incrementos significativos en la super-
ficie sembrada con este cultivo, que en la actualidad oscila en un rango
de 240 a 300 mil ha y una producción de 17.5 a 21.0 millones de toneladas
(t) de forraje verde (Econotenia Agrícola, 1983). En la Comarca Lagunera
es el segundo cultivo de importancia por la superficie destinada a su ex-
plotación y por ser el pilar más significativo en el sostenimiento de la
cuenca lechera regional de aproximadamente 155 mil cabezas de ganado bo-
vino. Además, presenta ventajas con respecto a otros cultivos forrajeros
como son: altas cualidades nutricionales (19.5 % de proteína cruda, dis-
ponibilidad de forraje fresco todo el año, y es ideal para realizar rota-
ción de cultivo. En 1987 se explotaron 21.5 miles de ha, de las cuales
aproximadamente un 85 % se riega con agua de bombeo y el resto con agua

derivada de la presa (SARH, 1980).

La principal limitante de la producción agrícola en la Comarca Lagunera es el agua de riego, recurso que se ha venido agotando debido a las altas tasas de extracción y a la insuficiente recarga natural del manto acuífero. De acuerdo a estadísticas regionales, en la producción de alfalfa se aplican láminas de alrededor de 250 cm de agua anuales, con una producción media de 70-75 ton/ha de forraje verde. Trabajos preliminares indican que las necesidades hídricas por este cultivo son de 160 cm de lámina anual, con rendimientos medios de 120 t/ha de forraje verde. Esto representa una extracción adicional de 240 millones de M³ de agua en la superficie destinada al cultivo. La eficiencia de producción regional es de 0.84 kg de forraje seco por M³ de agua aplicada (kg MS/M³); mientras que trabajos de investigación muestran un potencial de 1.75 kg MS/M³ de agua aplicada. Esta diferencia es debido a técnicas deficientes en el manejo del agua de riego. De acuerdo a esta problemática esta investigación contempla los siguientes objetivos:

- Determinar los requerimientos hídricos de la alfalfa, tanto en su consumo como en su oportunidad.
- Obtener un modelo de respuesta que mejor represente la relación entre el rendimiento y el régimen de humedad del suelo.

MATERIALES Y METODOS

Este trabajo se realizó en el Campo Experimental del CENID-RASPA, ubicada en Gómez Palacio, Dgo., México, su ubicación geográfica es entre los meridianos 101°40' de longitud oeste y los paralelos 24°05' y 26°54' de latitud norte con una altura que varía de 1100 a 1140 MSNM. El clima es seco, desértico, caliente con temperatura media anual de 21.1°C precipitación media anual de 230 mm, períodos libres de heladas de abril a octubre y pueden presentarse granizadas durante mayo. El suelo del lote experimental pertenece a la serie Coyote de gran representatividad regional por la superficie que domina y son en general suelos profundos con texturas franco arcilloso.

Ecuaciones de tensión de humedad del suelo.

Para su obtención se utilizó la olla y la membrana de presión; los datos fueron ajustados al modelo potencial. En el Cuadro 1 se presentan las ecuaciones generadas.

Cuadro 1. Ecuaciones de la relación entre tensión (atm) y humedad del suelo (%).

Estrato (cm)	Ecuaciones	r
0 - 30	$T = 295656811.6 P_s^{-6.04}$	0.99
30 - 60	$T = 60154058.9 P_s^{-5.56}$	0.99
60 - 90	$T = 97333071.9 P_s^{-5.68}$	0.99

La metodología consistió en propiciar diferentes déficit hídricos en el suelo, con el fin de analizar el comportamiento de la alfalfa a variaciones del régimen de humedad del suelo, incluyendo los extremos del rango de humedad para lograr una mayor universalización del estudio (Abdul Jabbar et al 1985).

Factores y niveles bajo estudio.

Los tratamientos ensayados en campo correspondieron a los resultantes - del factorial combinatorio 4 x 3. Además de las 15 combinaciones resultantes (Cuadro 2), fue adicionado otro, el cual se sometió a 0.5 atm en tre cortes con el fin de mantener condiciones no restrictivas de humedad en el desarrollo de la alfalfa y determinar de esta manera la evapotranspiración máxima para este cultivo (Inzunza, 1999).

Cuadro 2. Tratamientos resultantes.

Riegos por corte 1)	déficit evapotranspirativos
4	1
4	0.75
4	0.5
3	1
3	0.75
3	0.5
2	1
2	0.75
2	0.5
1	1
1	0.75
1	0.5
1/0	1
1/0	0.75
1/0	0.5

1) donde la combinación 4-0.5 significaría 4 riegos por corte y con la aplicación del 0.5 de la evapotranspiración máxima de la alfalfa.

Determinación del régimen de humedad del suelo.

Para determinar la dinámica de la humedad del suelo para cada tratamiento, se realizaron muestras continuas de humedad con un aspersor de neótrones marca Troxler Modelo 3222. La representación del régimen de humedad se realizó en base a la metodología de Fereres et al (1978); donde:

$$Tp = \sum_{i=1}^n Ti * \frac{Lc_i}{Lc_t} \quad (1)$$

donde:

Tp = potencial mátrico ponderado en el perfil del suelo explorado por las raíces.

- T_i = potencia mática en el estrato i (atm).
 L_{c_i} = lámina consumida en el estrato i .
 L_{c_t} = lámina consumida total en el perfil del suelo explorado por las raíces.
 n = número de estratos donde existe consumo.

Datos del cultivo.

Se utilizó la variedad Moapa con una densidad de 35 kg/ha, se sembró el 5 de enero de 1987, para la fertilización se utilizó la fórmula 0-240-0.

RESULTADOS Y DISCUSION

Los datos obtenidos de rendimiento de forraje verde total en el primer año productivo se presenta en el Cuadro 3 además de la prueba de comparación de medias; al analizar este cuadro y los resultados del análisis de varianza, los tratamientos presentaron diferencias altamente significativas, esto permite concluir que los diferentes déficits hídricos del suelo tienen un efecto diferencial sobre el rendimiento total de forraje verde. Se puede apreciar que los tratamientos 2-1, 0.5, 3-1, 4-1, 3-0.5, 3-0.75, 4-0.5, 4-0.75, 2-0.5 y el 1-1 alcanzaron los mayores rendimientos y no presentaron diferencias significativas entre sí, comprenden desde la aplicación de un riego por corte y al 100 % de la ETx hasta la aplicación de 4 riegos por corte. Los más bajos rendimientos se generaron en las combinaciones de 1-0.5, 1/0-1, 1/0-0.75 y el 1/0-0.5, tratamientos que fueron sometidos a déficit hídricos severos durante toda la fase productiva. A manera de conclusión puede decirse que la respuesta de la alfalfa en rendimiento total de forraje verde alcanzó la mayor producción con el tratamiento de dos riegos por corte y el 100 % de la ETx, dicho tratamiento no mostró diferencias significativas con los tratamientos de 4, 3 e inclusive con el de un riego cuando este último se regó al 100 % de la ETx. De aquí puede concluirse que es necesario un riego por corte para que el citado cultivo se desarrolle sin mermar en forma significativa su rendimiento.

Cuadro 3. Rendimiento total de materia verde.

Tratamiento	I	II	III	X	Duncan (5%)
0.5	110.80	117.20	126.92	118.30	A
4-1	118.78	107.30	121.44	115.34	A
4-0.75	112.81	110.06	119.71	114.19	AB
4-0.5	111.08	113.34	119.57	114.66	AB
3-1	108.04	113.22	130.72	117.33	A
3-0.75	103.66	113.52	129.35	115.51	A
3-0.5	123.12	105.52	118.40	115.68	A
2-1	123.54	118.91	115.10	119.18	A
2-0.75	113.93	103.59	123.01	113.51	AB
2-0.5	118.30	109.83	107.12	111.75	AB
1-1	94.64	109.70	114.29	106.21	AB
1-0.75	99.50	101.10	98.90	99.80	BC
1-0.5	95.52	74.74	93.73	88.01	CD
1/0-1	64.52	79.85	85.94	76.77	DE
1/0-0.75	69.50	72.70	68.20	70.11	EF
1/0-0.5	56.51	69.03	57.50	61.00	F

Régimen de humedad del suelo en los tratamientos.

El Cuadro 4 contiene el régimen de humedad del suelo expresado con los parámetros de evapotranspiración (ET), déficit evapotranspirativo (DE), y tensión ponderada por consumo de agua (Tp); además, contiene el promedio total de rendimiento de materia verde (RMV) y el rendimiento de materia seca (RMS). En lo referente a los rangos manejados del régimen de humedad se observa que su nivel inferior fue de 78.5 cm de lámina consumida anual (ET), déficit evapotranspirativo de 0.71 y tensión ponderada de 14.9 atm, tales valores correspondieron al tratamiento 1/0-0.5 que se caracterizó por su extrema sequía, asimismo, el nivel superior del régimen de humedad que se logró simular en el campo fue de 265.7 cm de ET, cero de déficit - evapotranspirativo y 1.1 atm de tensión ponderada; dicho tratamiento correspondió al 0.5, en el cual la alfalfa se desarrolló en condiciones no restrictivas de humedad del suelo.

Cuadro 4. Rendimiento total y régimen de humedad del suelo.

Tratamiento	RMV	RMS	ET	DE	Tp
0.5	118.3	27.2	265.7	0	1.1
4-1	115.8	27.5	218.3	0.18	1.5
4-0.75	114.2	26.7	181.3	0.32	1.3
4-0.5	114.7	27.8	137.1	0.48	2.4
3-1	117.3	26.7	199.7	0.25	1.9
3-0.75	115.5	28.8	178.4	0.33	1.4
3-0.5	115.7	28.1	131.4	0.51	1.9
2-1	119.2	28.1	183.1	0.31	1.8
2-0.75	113.5	27.2	162.1	0.39	2.5
2-0.5	111.7	27.8	118.8	0.55	6.5
1-1	106.2	26.9	175.3	0.34	8.8
1-0.75	99.8	25.1	155.3	0.42	5.7
1-0.5	88.0	24.3	114.1	0.57	14.5
1/0-1	76.8	21.1	125.0	0.53	12.4
1/0-0.75	70.1	19.3	101.1	0.62	14.3
1/0-0.5	61.0	16.8	78.5	0.71	14.9

Función de producción de alfalfa al régimen de humedad del suelo.

Rendimiento de materia verde en función de la tensión ponderada.

Cuando se relacionó la respuesta de alfalfa en su producción de materia verde con el contenido de humedad del suelo expresado en el parámetro tensión de humedad ponderada por consumo de agua, se encontró para un año productivo que un modelo cuadrático explica satisfactoriamente dicha relación; la función obtenida con el análisis de regresión es la siguiente:

$$\begin{aligned} \text{RMV} &= 118.5 - 1.33 \text{ Tp} - 0.125 \text{ Tp}^2 \\ R &= 0.93 & \text{CV} &= 7.4 \% \end{aligned} \quad (2)$$

Donde: R = coeficiente de correlación, CV = coeficiente de variación en el análisis de varianza de la regresión resulta ser altamente significativa para esta fuente, con lo que se concluye que las variables independientes bajo estudio explican satisfactoriamente la respuesta de la alfalfa en rendimiento de forraje verde. Al realizar la optimización de la función (2) se obtienen los siguientes puntos críticos.

$Tp^* = 5.3 \text{ atm}$ y $RMV = 107.4 \text{ t/ha}$

Esto significa que para lograr maximizar la producción de materia verde de alfalfa, debe mantenerse un contenido de humedad en el suelo, equivalente a una tensión de 5.3 atm.

Producción de materia verde en función de la evapotranspiración.

Al relacionar el rendimiento de materia verde con la lámina consumida - anual para cada tratamiento, que se reporta en el Cuadro 4, se encontró que entre ambas variables existió una relación de tipo cuadrático. La función obtenida fue la siguiente:

$$RMV = -16.30 + 1.25 ET - 0.003 ET^2 \quad (3)$$

$R = 0.84$ $CV = 10.52 \%$

Al analizar el proceso matemático de la optimización se obtiene la evapotranspiración óptima bajo la cual el cultivo obtiene la producción máxima de materia verde:

$ET^* = 208 \text{ cm}$ y $RMV^* = 114 \text{ t/ha}$

CONCLUSIONES

- El régimen de humedad óptimo para maximizar la producción de materia verde de alfalfa es de 5.3 atm de tensión, de acuerdo a la función obtenida.
- De acuerdo con el análisis de comparación de medias para la citada variable respuesta, se concluye que el mejor tratamiento fue la aplicación de dos riegos por corte; sin embargo, no presentó diferencias significativas con la aplicación de un riego por corte.
- El régimen de humedad óptimo estimado con la función de respuesta es muy similar con el contenido de humedad al que se desarrolló el tratamiento 1-0.75, esto significa resultados similares con los dos procedimientos de análisis (función de respuesta y comparación de medias).
- La función de producción que explica el comportamiento del rendimiento de materia verde a diferentes tasas evapotranspirativas estima que la aplicación de 206 cm de agua maximiza la producción de materia verde; sin embargo, al analizar la pendiente de dicha función, se concluye que cuando el cultivo evapotranspira 155 cm que corresponde al tratamiento 1-0.75, no existen diferencias significativas en producción, hecho que concuerda con las observaciones anteriores.
- Es posible incrementar la eficiencia en el uso del agua de la alfalfa de 2.6 kg MS/M^3 que se tiene actualmente a 6.4 kg MS/M^3 de agua consumida, de acuerdo al presente estudio.
- La aplicación de la tecnología generada en este estudio es posible siempre y cuando se realizara una concientización de los productores en lo que a la problemática del recurso agua de riego, actualmente y en el futuro. Posteriormente, la extracción del agua del subsuelo deberá ser

limitada de acuerdo a la gravedad del problema; en estas condiciones - el productor trataría de realizar un mejor manejo del recurso hídrico disponible. Además debe ser considerado otras opciones de cultivos forrajeros con altos contenidos de proteínas, y más eficientes en la transformación de materia seca, que reduzcan el consumo de agua y se disminuya la sobreexplotación de los acuíferos en la Comarca Lagunera.

REFERENCIAS

- Abdul-Jabbar, A.S., Lugg, D.G., Sammis, T.W. y Gay L.W. (1985)
Relationships between crop water stress index and alfalfa yield and evapotranspiration. TRANSACTIONS of the ASAE. 28(2):454-461.
- Benz, L.C., Doering, E.J. y Reichman G.A. (1985).
Alfalfa yields and evapotranspiration response to water tables and irrigation. TRANSACTIONS of the ASAE, 28(4):1178-1185.
- Econotenia Agrícola (1983).
Consumos aparentes de productos agrícolas. SARH-DGEA: México, D.F. p. 57-58.
- Fereres, E.E. (1973).
Seasonal changes in water potential and turgor maintenance in sorghum and maize under water stress. Physiol. Plant. 44:261-267.
- Hanson C.H. (1972).
Alfalfa science and technology. American Society of Agronomy No. 15. Serie Agronomy, Madison, Wisconsin, USA. pp.469-480.
- Inzunza, I.M. (1989).
Comportamiento de la alfalfa en respuesta del déficit evapotranspirativo en la fase de producción. Informes de Investigación CENID RASPA. Vol. 3(1):31-71.
- SARH, Patronato para la Investigación, Fomento y Sanidad Vegetal de la Comarca Lagunera (1989). Estadísticas de la producción agropecuaria y su valor. Ciclos (1987-88 y 1988-88) Cd. Lerdo, Dgo. p. 96-87.

USO EFICIENTE DEL AGUA AL SEMBRAR MAÍZ Y SORGO FORRAJERO COMO SUBSTITUTOS PARCIALES DE ALFALFA

Fernando Murrieta B. Campo Experimental "Valle de Mexicali" José Cortés Navarro. Campo Experimental "Valle de Mexicali" Alejandro Ibarra A. Campo Experimental "Valle de Mexicali" CIPAP-Baja California, INIFAP. A.P 3-1019 Mexicali, B.C.

RESUMEN

La alfalfa es el forraje de mayor importancia en el Valle de Mexicali, B.C. ya que ocupa una superficie promedio de 19 000 ha. Los altos requerimientos de agua del cultivo, aunado al volumen disponible limitado y al proyecto de entregar el agua por dotación volumétrica a los usuarios, originaron la presente investigación en el Campo Experimental "Valle de Mexicali". Los objetivos fueron determinar que forrajes pudieran substituir parcialmente la alfalfa, con buena calidad nutricional para el ganado lechero y mas eficientes en la producción de materia seca por unidad de volumen de agua utilizada. Durante dos años se realizó una evaluación entre los cultivos de alfalfa, maíz forrajero y sorgo forrajero en siembra de primavera y verano y sudán, en suelo medio. Los cultivos mas eficientes en la transformación de agua a materia seca (MS) fueron el sorgo de verano y primavera con 1.8 a 1.9 kg MS/m³ de agua utilizada, maíz con 1.4 kg MS y sudán con 1.2 kg MS, comparado con alfalfa que produjo 0.9 kg MS/m³ de agua. La eficiencia en la producción de Nutrientes Digestibles totales (NDT), fué de 1 a 1.1 kg de NDT/m³ de agua por maíz y sorgo, mientras que alfalfa produjo 0.5 kg de NDT. Se concluyó que la superficie de alfalfa puede ser substituida en diferentes porcentajes dependiendo del forraje alternativo, optimizando el uso del agua.

INTRODUCCION

En el Distrito de Desarrollo Rural 002 (DDR 002) integrado por los Valle de Mexicali, B.C. y San Luis Río Colorado, Son., el agua es un recurso limitado, disponiéndose de manera segura con 1 850 millones de m³ anuales provenientes del Rio Colorado, de acuerdo al Tratado Internacional con los Estados Unidos de América. Así también se extraen hasta 1 100 millones de m³ anuales del acuífero (Recarga media anual 700 millones de m³). Los dos volúmenes anteriores para el riego de 207 081 ha. La alfalfa es el forraje de mayor importancia en el Valle de Mexicali, B.C. ya que ocupa una superficie promedio de 19 000 ha. El 75% de la producción de este forraje se destina a la alimentación del ganado lechero y pese a ser de excelente calidad, sus altas necesidades de agua (2 m de lámina de riego) y el volumen de agua disponible limitado en el Valle han ocasionado que la superficie de siembra tienda a reducirse.

Al considerar que corresponderá una lámina de agua promedio de 1 m/ha, de acuerdo al proyecto de entregar el agua por Dotación volumétrica a los usuarios del DDR 002, se originó la presente investigación en el Campo Experimental "Valle de Mexicali", cuyos objetivos son:

1. Determinar para alfalfa, maíz, sorgo y sudán la eficiencia en la producción de materia seca, proteína cruda y nutrientes digestibles totales por m³ de agua utilizada
2. Determinar la superficie en que puede ser substituida la alfalfa, por los forrajes evaluados, sin disminuir la calidad de la dieta compuesta (alfalfa + maíz, sorgo o sudán) del ganado lechero a menos de 14% de proteína cruda y optimizando el uso del agua.
3. Validación de la tecnología generada

REVISION DE LITERATURA

Los alimentos suculentos, como forrajes ensilados de maíz y sorgo, son muy convenientes para la alimentación del ganado lechero, pues superan a todas las demás cosechas en nutrientes digestibles producidos por unidad de superficie, permiten disponer de alimento de calidad en cualquier época del año y representan alimentos muy económicos en comparación con el heno. Dichos alimentos son tan apetecidos que se incluyen en las raciones, las vacas consumen mayor cantidad total de forraje y por tanto necesitan menos alimentos concentrados que cuando se les da un forraje seco (Morrison 1969).

Heberle (1980) realizó una investigación donde se compararon algunas especies forrajeras en base a la eficiencia de transformación de agua de riego a leche. Los resultados mostraron que el maíz ensilado, sorgo ensilado y el sudán mostraron ser mas eficientes que la alfalfa, con 3.0, 2.8 y 1.7 kg de leche por metro cúbico de agua respectivamente, contra .93 kg de leche por metro cúbico de la alfalfa. Sin embargo, se tuvieron problemas de reducción en la producción de leche al utilizarse como única fuente de forraje en las dietas. Farías, Quiroga y Faz (1983) evaluaron diferentes alternativas de producción de forrajes, con el fin de determinar secuencias de cultivos anuales que permitieran obtener mayor eficiencia en el uso del agua. Determinaron que la superficie sembrada de alfalfa puede ser sustituida en un 50%, por avena, maíz de primavera y verano, ballico y sorgo forrajero y señalaron que la alta calidad de forraje que produce la alfalfa deja pocas posibilidades de ser substituido completamente por forrajes anuales, ya que esto causaría una disminución de la calidad de la dieta del hato lechero.

El programa ganadero de la SARH en el Valle de Mexicali, realizó de 1977 a 1980 un estudio en nueve establos de la región, en donde se substituyó el 50% de la alfalfa por maíz horneado y sudán picado, donde se reporta que cuatro productores aumentaron su producción de leche por vaca, tres la mantuvieron estable y en solo dos casos bajó la producción. Sin embargo, en todos los casos el costo de producción de la leche bajó.

MATERIALES Y METODOS

En esta investigación se compararon algunas especies forrajeras en la utilización de los recursos agua y tierra. Para ello se realizaron dos evaluaciones durante los años 1982 y 1983 en un suelo de textura media de la Colonia Chapultepec, en el Valle de Mexicali, B.C.

Cada año se establecieron tres parcelas de 10 m de ancho por 50 m de largo (500 m²) para cada tratamiento y no utilizándose diseño experimental. La parcela consistió en cuatro áreas de muestreo de 9 m² para cada forraje evaluado. A continuación se presenta la información de los tratamientos:

Alfalfa. La siembra se realizó en seco el 17 de febrero con la variedad CUF 101. Los cortes se realizaron cuando la planta tenía el 10% de floración.

Sudán. La siembra se realizó el 31 de marzo en seco y en surcos separados a 60 cm, con la variedad Piper y con una densidad de 25 kg de semilla/ha. Los cortes se realizaron cuando las plantas tenían un 50% de floración.

Maíz forrajero. La siembra se realizó en seco, en surcos a 92 cm, el día 30 de marzo para el maíz forrajero de primavera y el día 28 y 29 de julio para el maíz forrajero de verano. La variedad utilizada fué H-412 con una densidad de población de 72 000 plantas por hectárea. Los cortes se realizaron cuando las plantas presentaban la etapa de grano lechoso-masoso.

Sorgo forrajero. La siembra se realizó en seco, en surcos a 92 cm con la variedad NK-367, el día 30 de marzo para la siembra de primavera y el 28 y 29 de julio para la siembra de verano. Los cortes se realizaron en estado de grano lechoso-masoso. Los variables medidas fueron: Altura de las plantas al corte, rendimiento de materia verde y seca y el volumen de agua utilizado. Para hacer la comparación entre tratamientos se calcularon los siguientes parámetros de eficiencia: Rendimiento por unidad de superficie (ton/ha) de materia verde y materia seca, proteína cruda, nutrientes digestibles totales y transformándolo posteriormente a kg/ha por metro cúbico de agua utilizado. Así también se realizó un análisis para determinar en que porcentaje se podría reducir la superficie sembrada de alfalfa por los otros forrajes, tomando en cuenta que el contenido de proteína cruda de la mezcla de alfalfa con otro forraje fuera de 14% como mínimo.

RESULTADOS Y DISCUSION

En la Tabla 1 se presentan los datos número de cortes de cada forraje, su período de desarrollo, número de riegos aplicados, lámina de riego y volumen total aplicado por hectárea; Así como las características de calidad de los forrajes en cuanto al contenido de proteína cruda y nutrientes digestibles totales.

Los cultivos que requirieron mayor número de riegos fueron sorgo forrajero de primavera, alfalfa, sudán y maíz forrajero de primavera causado por la alta duración del ciclo de crecimiento. Lo anterior coincidió con los volúmenes de agua aplicada, resultando la alfalfa con la mayor aplicación (2 m de lámina) y le siguió sorgo forrajero de primavera y posteriormente sudán.

En la Tabla 2 se presentan los rendimientos promedio obtenidos de los dos años de evaluación. El mayor rendimiento de materia seca se obtuvo con el sorgo forrajero de verano y le siguió la alfalfa. De acuerdo al contenido de proteína cruda y nutrientes digestibles totales, en la misma tabla se pueden observar los rendimientos de esos compuestos por hectárea. En cuanto al rendimiento de proteína cruda/ha sobresale la alfalfa, con 3.23 ton/ha y posteriormente sorgo forrajero de primavera, sudán y maíz. En la producción de nutrientes digestibles totales el sorgo forrajero superó a los demas forrajes y le siguió maíz forrajero de primavera y posteriormente la alfalfa.

En la misma tabla 2 se observa la eficiencia de transformación de agua de riego a materia seca, proteína cruda y nutrientes digestibles totales. Este parámetro de eficiencia (kg/m³) está dado por la razón entre el rendimiento y el volumen de agua aplicado. La mayor eficiencia de transformación de agua a materia seca la presentó el sorgo forrajero tanto en siembra de verano como en primavera; A este cultivo le siguió en eficiencia el maíz forrajero, en el que si bien su rendimiento en verano fué menor, se complementó con un menor consumo de agua, resultando igual en eficiencia. Yso II

En la eficiencia de producción de proteína cruda, sobresalió el cultivo de alfalfa con 0.160 kg/m³ de agua y resultando similar el sudán; Sin embargo la mayor eficiencia de producción de nutrientes digestibles totales la presentó el sorgo forrajero de verano, seguido por el maíz y donde la alfalfa presentó una producción de 0.5 kg/m³. Este parámetro es muy importante ya que está en relación directa con la energía que proporcionan los forrajes.

En el Valle de Mexicali, B.C. y San Luis Río Colorado, Son, de acuerdo al volumen de agua disponible y a la superficie con derecho a riego, corresponde una lámina media de 1 m/ha. Por lo cual para una superficie promedio por agricultor de 20 ha corresponderá un volumen total de 200000 m³/año. Esto quiere decir que si la alfalfa requiere una lámina de 2 m/ha, con el volumen disponible para 20 ha, esta solo será suficiente para regar 10 ha.

En la Tabla 3 se muestran comparaciones de superficie sembradas de alfalfa sola y combinada con otros forrajes, con el volumen disponible para 20 ha. Para el análisis se tomó en cuenta que la alfalfa tiene un contenido de proteína cruda del 18.4%, y el ganado lechero requiere al menos un contenido de 14% en sus raciones alimenticias, por lo cual la combinación de las superficies de alfalfa con los otros forrajes producen al menos una calidad del forraje de 14% de proteína cruda.

En la misma tabla 3 se observa que si se siembra alfalfa como tradicionalmente se hace se podrían sembrar sólo 10 ha; En cambio, si se substituye una parte de la superficie con otro forraje (opción 1 a 5) de menor consumo de agua, se podría incrementar la superficie total sembrada en casi 5 ha más, en el caso de que se utilizara sudán. El aumento en la superficie total de siembra con el mismo volumen de agua, produce un incremento en el rendimiento total de materia seca, que varía de 31 a 43 ton, con contenido mayor de 14% de proteína cruda.

CONCLUSIONES

Es factible substituir desde un 20 hasta un 70% la superficie sembrada de alfalfa con otros forrajes, ya que esto permite obtener mayores rendimientos de materia seca de buena calidad nutricional y principalmente porque se optimiza el uso del agua, al aumentar la conversión de materia seca por m³ de agua.

Tabla 3.

LITERATURA CITADA

Farías, F.J.M., Quiroga, G.H.M. y Faz, C.R. (1983) Alternativas para optimizar el uso del agua de riego en la producción de forraje. México. Campo Agrícola Experimental de la Laguna. CIAN-INIA-SARH. (Folleto para productores No. 6). 13 pp.

Heberle, W.M. (1980) Evaluación de tres forrajes de verano (ensilaje de maíz, ensilaje de sorgo, alfalfa verdeada? y dos forrajes de invierno (huallico anual y avena) con Parados con alfalfa henificada. Archivo Campo Agrícola Experimental de la Laguna. CIAN-INIA-SARH.

Morrison, F.B. (1969) Alimentos y alimentación del ganado. 21 edición. Impresora y litográfica Azteca. México.

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1980) Aprovechamiento de maíz y sudán en establos productores de leche. Programa Ganadero; Subprograma de aprovechamientos Forrajeros. Mexicali, B.C.

Tabla 1. Número de cortes, riegos y volumen total aplicado a los forrajes evaluados, así como contenido nutricional. Valle de Mexicali, B.C.

CULTIVO	No. DE CORTES	PERIODO DE DESARROLLO	No DE RIEGOS	LAMINA DE AGUA TOTAL APLICADA, m	VOLUMEN DE AGUA (M3/Ha)	CONTENIDO NUTRICIONAL	
						PC	NDT
Alfalfa	6-7	enero-dic	11.5	2.000	20 000	18.4	57
Sudan	4-5	marzo-oct	10.5	1.175	11 750	12.7	59
Maíz Forr P	1	marzo-jul	7.5	1.030	10 300	8.4	70
Maíz Forr V	1	Julio-oct	4.5	0.800	8 000	8.4	70
Sorgo Forr P	2-3	marzo-nov	12.5	1.495	14 950	6.3	58
Sorgo Forr V	1	Julio-nov	5.5	0.790	7 900	6.3	58

Tabla 2. Rendimiento de los forrajes evaluados por unidad de superficie y por unidad de volumen de agua aplicado. Valle de Mexicali, B.C.

CULTIVO	RENDIMIENTO (ton/ha)			EFICIENCIA DE TRANSFORMACION (kg/m3 de agua utilizado)		
	MATERIA SECA (MS)	PROTEINA CRUDA (PC)	NUTRIENTES DIGESTIBLES TOTALES (NDT)	MS	PC	NDT
Alfalfa	17.6	3.234	10.032	0.88	0.16	0.50
Sudan	14.0	1.778	8.260	1.21	0.15	0.70
Maíz Forr P	14.5	1.218	10.150	1.41	0.12	0.98
Maíz Forr V	11.4	0.958	7.980	1.43	0.12	1.00
Sorgo Forr P	28.8	1.814	16.700	1.92	0.12	1.12
Sorgo Forr V	14.7	0.926	8.530	1.82	0.12	1.08

Forr= Forrajero P= de Primavera V= de Verano
MS= Materia seca PC= Proteina cruda NDT= Nutrientes digestibles totales

Tabla 3. Patrón de producción de alfalfa, comparado con opciones donde se substituye parte de su superficie de siembra. Valle de Mexicali, B.C.

PATRON DE CULTIVOS, Ha	TRADICIONAL	OPCIONES				
		1	2	3	4	5
Alfalfa	10	3	7	7	8	8
Sudan		11.9	5.8			
Maíz Forr P				7.5		
Maíz Forr V					2.7	
Sorgo Forr P						5.1
Sorgo Forr V						
Superficie sembrada, Ha	10*	14.9	12.8	14.5	10.7	13.1
RENDIMIENTO Y CALIDAD DEL FORRAJE						
rend ton MS	176	218.8	207.7	208.7	217.7	215.2
Aumento en rendimiento de MS, ton	0	42.8	31.7	32.7	41.7	39.2
ton PC	32.4	30.8	29.8	29.8	30.7	30.6
% de PC	18.4	14.1	14.3	14.3	14.1	14.2
Reducción de superficie de alfalfa, %	0	70	30	30	20	20

* Con un volumen disponible de 200 000 m³/ha

Forr= Forrajero P= de primavera V= de verano
MS= Materia seca PC= Proteina cruda

ON-FARM WATER AND ENERGY USE FOR IRRIGATION IN LATIN AMERICA

J.F. Alfaro, Alfaro & Associates P.O. Box 4267, Salinas, CA 93912 USA. (FAX: (408) 663-3008).

J. Marin V., UNDP/Brazil.

ABSTRACT

In some countries of Latin America the hectares of irrigated lands, often with adequate infrastructure, have decreased due, among others, to salinization, waterlogging, undue hardship, poor yields, users ignorance, and lack of interest. Modernization of irrigation systems is often thought to be the answer to achieve and maintain high efficiencies in water use. In developing countries this modernization often replaces low energy, labor intensive irrigation systems with more sophisticated ones with higher energy and capital requirements. In many instances the performance of these systems is below expectation with disappointing results in terms of water and energy conservation and crop yields. The paper discusses the above factors and the energy-water interactions which need to be considered for sound design, management and operation of irrigation systems. Furthermore, the paper briefly examines the role of International Agencies and discusses the need of an Institute to study technical problems and solutions in Latin America and to train professionals of the region.

INTRODUCTION

Water is a vital element which significantly affects all aspects of life in Latin America. Excess of water produces life threatening floods and its scarcity causes famines in the region. Proper water management can yield bountiful harvests but more often its misuse is responsible for deceases and epidemics. Prior to the Spanish conquest, food production was sufficient for most of the population of the Region, which produced many of the agricultural products found today on most North American and European tables (Alfaro 1985). Water in Latin America is of utmost importance to attain not only the hoped for harvests for food but a sustainable livelihood, of which agriculture forms part. Agricultural water use in the region has been dramatically affected by the economic crisis of the eighties. Hundreds of thousands hectares under irrigation have been lost because of lack of incentives, market deterioration and insufficient investments for maintenance of existing infrastructure or to complete projects under construction. Moreover, the Region is affected by a rapid population growth, insufficient production of food products, degradation of agricultural lands, pollution of agricultural water resources, insufficient human resources, and others.

Developing nations have limited resources and exponentially increasing populations. Increases in agricultural production will be needed which will require increases in irrigated land and energy consumption. Energy resources are especially limited and sustainable agriculture will require increased use of energy resources. To achieve sustainable agricultural development irrigation needs to be planned and managed so as to conserve both water and energy. Appropriate technological guidance, including the concept of water-energy efficiency in all irrigation activities within a sound economical framework is urgently needed, particularly in small-scale irrigation projects.

THE USE OF ENERGY AND WATER FOR IRRIGATION

Deterioration of land and water

Improper water use in Latin America is salinizing, water-logging and eroding agricultural lands and polluting water for agricultural use. Most countries have problems of salinization due to inefficient use of water. Argentina and Chile have about 35% of their irrigated lands affected by salinity whereas 30%, or 250,000 ha, of the coastal region of Peru under irrigation is impacted by this problem. In Brazil 40% of the irrigated land in the Nordeste is affected by salinity due to improper irrigation. Natural and man induced salinity in Cuba covers about 1.2 million hectares, the Provinces of Guantanamo and Granma being the most affected (Alfaro 1990).

Drainage problems are affecting large extensions of land in Latin America and in many cases these problems are compounded by salinization. Thus in Argentina 555,000 hectares are in need of drainage. In Peru 60,000 ha in the coastal region and 34% of the cultivated lands in the upper jungle "Ceja de Selva" --or 150,000 ha-- are affected by drainage problems alone. Rehabilitation projects, through drainage, in Costa Rica exceed 60,000 ha, the lands of a formerly banana company in the Southern portion of the country and those previously converted to rice lands in the Atlantic District.

In spite of efforts made to control water pollution, the Region is experiencing a continuous decline in quality of water for agricultural usage. As discussed in a recent report (ECLAC 1989), one of the main non-point sources of water pollution is runoff from agriculture. The use of untreated water for irrigation is a widespread practice in the Region. In Mexico, for example, there are some 165,000 ha being irrigated with 51 m³/sec residual flow from main cities. Pollution of water by unloading agro-industry effluent to irrigation watercourses is a growing problem in Mendoza, Argentina and needs to be studied from the technical and legal points of view.

Human Resources and Technology

All countries in the Region need to upgrade, in number and knowhow, their human resources and improve their institutions so as to provide an efficient working environment where well prepared human resources can be most effective. On the other hand, there is, in most countries, sufficient knowledge of the problems. Technical knowhow exists or is relatively easy to obtain, whereas

Irrigation System	ER (kWh/ha/year)	
	Ep	Ea
Sprinkler		
. Conventional	1 897	2 846
. C. Pivot	3 612	NA
Localized		
. Drip	765	1 084
. Micro Sprayers	957	1 355

A feasible improvement of water application efficiency would bring $Ea=Ep$. The resulting savings in energy cost would be of US\$51 000 for conventional sprinkler irrigation and US\$17 000 for drip irrigation for every thousand hectares. Considering the number of hectares presently under sprinkler irrigation and those planned to be irrigated by modern irrigation systems the importance of energy efficient irrigation cannot be overemphasized. Savings in energy alone would pay for an effective technical assistance.

THE ROLE OF INTERNATIONAL AGENCIES

International agencies have a long history of partnership with latin american nations and their contributions to development have been quite significant particularly in the field of agriculture. In recent years, however, their interventions have become routine and their effectiveness has diminished. Rather than leading the process of agricultural development by anticipating national and regional needs and presenting viable solutions, international organizations react to urgent government requests, which may not be important for comprehensive longterm sustained development. Too often these requests consist of providing manpower to isolated projects which may not bring about any real progress in development. As a whole the region is showing clear signs of regression.

Today's fast technological advances and economic changes require agile and flexible organizations capable of expedient responses. Bureaucratic procedures of the international organizations, however, constitute a major constraint to the implementation and execution of projects under their management. These organizations should adopt modern institutional procedures to efficiently expedite development and serve as an example to institutions within the countries in Latin America.

Central government agencies of many countries have lost prestige and are no longer considered, by the farming community, as leaders in the execution of development projects. Consequently private, non-government organizations such as cooperatives are being formed continuously. Between 1950 and 1990 non-government organizations increased from little over 2,500 to over 30,000 in Latin America. This is forcing a decentralization of the decision making and a major participation of non-government organizations in development projects. The international organizations need to respond creatively to effect their collaboration with these decentralized entities and non-government organizations.

To promote efficient use of water and awareness of its importance, international organization should institute a region-wide dissemination program emphasizing benefits of proper, and consequences of improper water utilization. This program should make good use of existing communication systems such as radio, television, newspapers, etc. Special educational programs should be designed for all school levels and universities. Programs for environmentally sound water use practices, to effect sustainable agriculture, should be tailored for each of the water users throughout the Region. Independent of strategies of each nation, executing agencies of international organizations, should design an operative program identifying and defining what they are going to do to instill efficient use of energy and water, which of their entities will execute the various activities and what coordinating mechanism will be implemented.

A LATIN AMERICA INSTITUTE OF TECHNOLOGY

While industrialized nations are uniting themselves, or forming economic nuclei, to become even more powerful, the unification of the latin american nations is still a dream as it was during Bolivar's time. Perhaps a way to unification is to form a common front to study and solve pressing common technical problems in the region. A Latin America Institute of Technology could gather international experts working together in the identification, definition and solution of water related and other problems. Furthermore, this institute could provide advance training to maintain the very much needed expertise in the region.

The creation of such an institute needs first of all the commitment of the latin americans followed by the collaboration of the international community with the financial support of industrialized nations.

there is great difficulty and lack of knowledge in managing technology applications at large scale to solve and avoid problems or to establish desirable programs or practices. For example, in most countries it is well known in the technical community what good irrigation consists of, how to be water efficient, determine crop water consumptive use and irrigation scheduling, and avoid salinization and erosion. What it is not well known is how to structure and implement efficient and cost effective procedures to "set in" the available knowledge within the water user communities to ensure continuous application of proven practices, thus accomplishing sustainable agriculture.

Farmers, or users of rain, ground and surface waters, in Latin America range from those with entrepreneurial and managerial knowhow practicing advanced and modern agriculture, to rural dwellers surviving with meager harvests obtained from small patches of poor land. The establishment of sustainable agriculture requires good farming and water management practices and cannot be accomplished by these surviving "farmers" who, in many countries of the region, form the majority. The Region does not have specific programs for increasing the level of knowhow from that of subsistence farming to the minimum level necessary to maintain sustained agriculture.

In most countries expertise in the field of water use for agriculture has decreased, mainly because of insufficient incentives and stagnation of irrigated agriculture. However, in some countries there is a marked gain in expertise. Examples depicting the situation of human resources and technology in the region follow:

- In Mexico --as well as in Peru, Argentina, and other countries-- the technical expertise accumulated for many years has decreased considerably. Many professionals, discouraged by the economic decline of the agricultural sector, have changed activities. Younger generations are not as interested in pursuing agricultural careers as before with a consequent decrease in enrollment in agriculture schools.

- Chile has encouraged modernization of private irrigation by offering to pay up to 75% of the implementation costs of well formulated projects. This has promoted: a) the availability of modern equipment for irrigation and automation of water application and climate control, b) Organization of competent private firms providing technical services to farmers to meet the government's technical requirements of the projects, and c) interest in upgrading the technical competence of practicing professionals and in pursuing careers in agriculture.

Modern irrigation systems

Modernization of irrigation systems in developing countries often implies replacing low energy, labor intensive irrigation systems with more efficient systems that have higher energy requirements and operating costs. Although there are examples of efficient use of modern irrigation system such as the irrigation of bananas in Ecuador and of fruit trees in Chile, in too many instances the performance of these systems is below expectation with disappointing results in terms of water and energy conservation.

Field estimates carried out in various irrigation projects in Brazil, for example, with sandy soils and mean wind velocities of 5 m/s, resulted in average actual (Ea) and potential (Ep) water application efficiencies of 40% and 60% respectively, for conventional sprinkler systems irrigating plots of 8 ha average. The average values for localized irrigation, drip and micro-sprayers, were Ea = 60% and Ep = 85%. The sources of water losses were due mainly to excessive length of irrigation time, pipe leaking and surface runoff. The effect of evaporation, wind and losses due to deep percolation were assumed to be equal for the actual and potential water application efficiencies. Excess irrigation time was the larger source of water losses (10 to 25% for sprinkler systems and 2 to 10% for trickle systems), followed by leakages in the pipe network (Alfaro 1988).

Energy use for irrigation

Another key factor for regional development is energy and irrigation is a major user. The annual energy requirement to operate irrigation equipment is about five times that require for its manufacture, which is about 86 million Joules per kilogram, as estimated by Stout et al (1979). In the United States, energy for water pumping alone may be several times greater than for all other agricultural field operations (Barnes et al. 1973), and 23% of the on-farm energy used for crop production (Sloggett 1979). Concurrently, energy consumption for irrigation in developing countries has increased. Smerdon and Hiler (1980) estimated that between 1972 and 1986 energy use would increase 55% in these countries. The 14th Congress of the World Energy Conference Conservation Committee held in 1989 in Montreal estimated that energy consumption will rise between 50 and 75 percent from 1985 to 2020. Much of this increase is expected to occur in developing countries.

Energy requirements increase as water application becomes more inefficient. Energy requirements (ER) for the aforementioned irrigation systems, according to their respective potential (Ep) and actual (Ea) efficiencies were the following:

REFERENCES

Alfaro, J.F. (1985)

Salinity and Food Production in South America. Proceedings of the Conference on Water and Water Policy in World Food Supplies, 26-30 May. Texas A&M University Press.

Alfaro, J.F. (1988)

Adaptabilidade dos Sistemas de Irrigação Localizada e por Aspersão, aos solos Arenosos nos Projetos de Irrigação Pública do Nordeste Brasileiro. Relatório de consultoria. The World Bank, Ministry of Irrigation, PROINE. Brasília, August. 85 pp.

Alfaro, J.F. (1990)

Assessment of Progress in the Implementation of the Mar del Plata Action Plan and Formulation of a Strategy for the 1990s (Latin America and the Caribbean). Project FAO/ITC/AGL/080. United Nations Development Programme (UNDP), Food and Agriculture Organization (FAO), Department of Economic and Social Affairs (DIESA), Department of Technical Cooperation (DTCD). Salinas, California. March, 60 pp.

Barnes, K.K. et al., (1973)

Energy in Agriculture. A task force report of the Council for Agricultural Science and Technology. McGraw-Hill, New York, NY, 681 p. Cited in: Jensen, M.E. (Ed.) 1980. Design and Operation of Farm Irrigation Systems. ASAE Monograph No. 3, ASAE St. Joseph MI.

ECLAC, (1989)

The Water Sources of Latin America and the Caribbean: Water Pollution. United Nations Economic Commission for Latin America and the Caribbean - ECLAC. LC/L. 499, 2 May 1989. Distr. Limited, 96 pp.

Gaita A. (1989)

La Degradación de Tierras Agrícolas en el Perú y las acciones hacia su rehabilitación. In taller técnico; Examen de Mecanismos de Degradación y de Metodologías en el Manejo de Aguas y Suelos de Tierras Agrícolas Bajo Riego. Mendoza, Argentina 7-11 November 1988. FAO, Santiago. pp. 231-241.

Sloggett, G., (1979)

Energy and U.S. Agriculture: Irrigation Pumping, 1974- 1977. Agric. Econ. Report No. 436, USDA, Washington DC. Cited in: Jensen, M.E. (Ed.) 1980. Design and Operation of Farm Irrigation Systems. ASAE Monograph No. 3, ASAE St. Joseph MI.

Smerdon, E.T. and E.A. Hiler (1980)

Energy in Irrigation in Developing Countries. An analysis of energy factors to be included in a National Food Policy. United States Agency for International Development Project No. 930.0091.

Stout, B.A., C.A. Myers, A. Hurand, and L.W. Faidley. (1979). Energy for World Agriculture. FAO Agriculture Series No. 7, Rome, 314 p.

WATER AND ENERGY SAVING TECHNOLOGIES IN IRRIGATION

Michael A. Glay, Vice-Chairman of the Austrian National
Committee of the ICID
HB-Plastic Co., P.O.Box 93, A-2100 Korneuburg, Austria

ABSTRACT

Water distribution systems for irrigation may be broadly classified into two kinds as follows:

- Systems which cause more or less uniform wetting of all the soil in the field, irrespective of the organization of the crop (as in flood or sprinkler irrigation).
- Systems which cause uniform wetting of only that part of the soil at the base (= root zone) of the plant (as in drip irrigation).

This paper deals with specific water and energy saving technologies like drip irrigation etc. which have been developed during the last years.

The essential characteristics of these systems are slow and low volume application of water and fertilizers in the plant root zone, through distribution devices as emitters etc.

HB-system developed his pressure compensated, uniform and constant flow rate HB-emitter to lower water and energy costs in drip irrigation systems.

INTRODUCTION

A lot of different water distribution systems have been developed during the last thousands of years. According to Sourell (1985) these systems could be divided into the methods shown in Figure 1.

All these systems should meet the same purpose; to deliver a certain amount of water to the root zone of the plants

whenever needed; with a high water efficiency and a low energy demand.

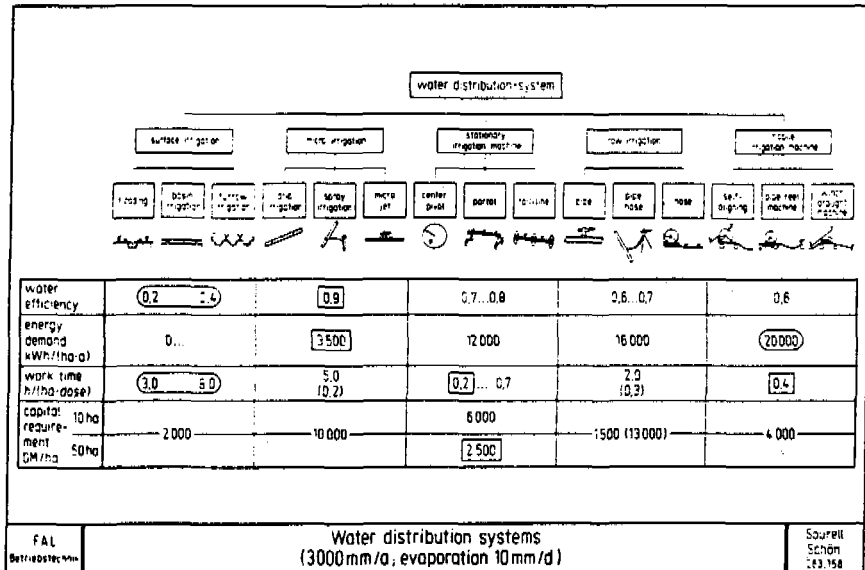


Figure 1: Water distribution systems (Sourell 1985)

A comparison of the water efficiency and the energy demand of different water distribution systems is also given in Figure 1.

Water efficiency

The lowest water efficiency is reached by surface irrigation methods with only 20 to 40%. The highest water efficiency is reached by micro irrigation methods with up to 90%.

That means, that with surface irrigation up to 80% of the water diverted to the roots of the plants will never reach them, because of deep percolation, evaporation, etc.

With micro irrigation methods these water losses could be lowered to 10%.

Energy demand

Concerning the energy demand, there is no energy demand in surface irrigation methods because of diverting the water through gravity. The lowest energy demand of the other distribution systems is in micro irrigation because you can operate it at very low pressure. The highest energy demand

is of course in the big mobile irrigation machines with up to 20 000 kWh per hectare and year.

These results showed that the most efficient way to irrigate most of the crops is micro irrigation in the form of drip irrigation.

That is why HB-Plastic decided more than ten years ago to manufacture pressure compensated emitters and components for drip irrigation systems.

DRIP IRRIGATION COMPONENTS

A drip irrigation system as in Figure 2 (Nakayama and Bucks 1986) can be considered as a pipe system using a network of

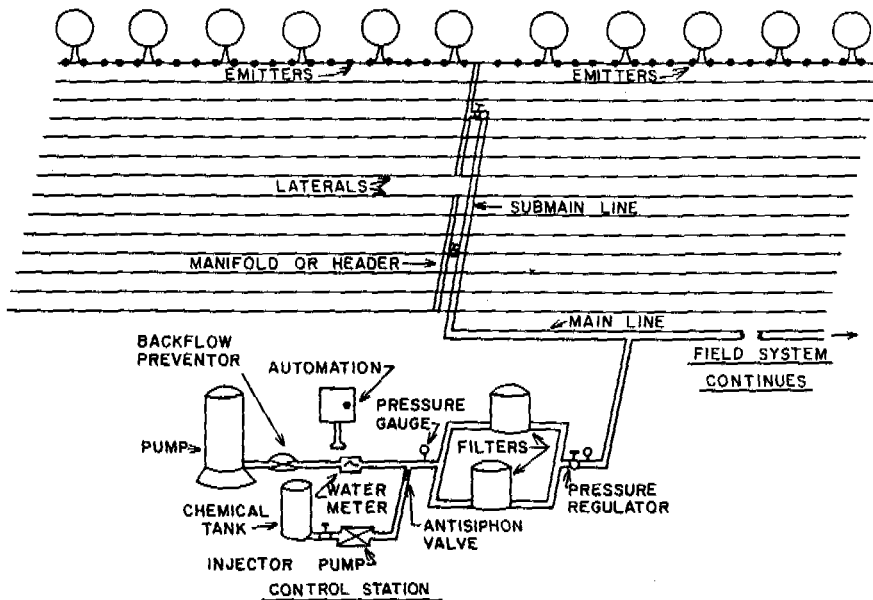


Figure 2:Drip irrigation components(Nakayama and Bucks 1986)

mainlines, submains and laterals with emission points along their length. This emission point or emitter is the heart of each drip irrigation system.

It is intended to emit a small, precisely controlled, uniform application of water, nutrients, and other required growth substances directly to the root zone of the plant.

Basic requirements for emitters

Therefore emitters must fulfill the following basic requirements:

- Discharge water at very low but uniform and constant flow rates, which do not vary significantly because of the differences in pressure head, caused by topography and friction losses.
- The orifice must be large enough in order to reduce clogging problems.
- The emitter must be inexpensive and
- The emitter must be easy to install in the pipe

These requirements, especially the requirement to discharge water at very low but uniform and constant flow over a wide pressure range could be fulfilled only by a few types of special emitters.

Pressure compensated HB-emitters

The emitters manufactured by HB-Plastic are of these types. Because of the emitters flow paths are small, manufacturing must be precise. Small deviations in the passageway diameter would result in relatively large deviations in discharge.

Pressure compensated emitters, like the HB-emitter are designed to give a near constant discharge over a wide range of inlet pressures (Figure 3).

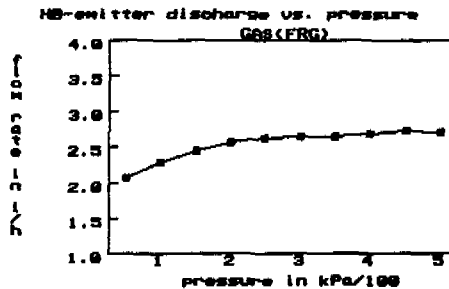


Figure 3: HB-emitter performance curve

Even on steep slopes and with long driplines you will have always the same amount of discharge. This was confirmed by tests carried out by several international irrigation institutes in the United States, Germany, France and Austria according to the test method of the International

Standard Organisation in Geneva.

A pressure variation between 150 and 500 kPa causes a deviation in discharge from the nominal emission of only $\pm 5\%$ and making this type of emitter easy and uncomplicated for the design, even of large drip systems (Figure 4).

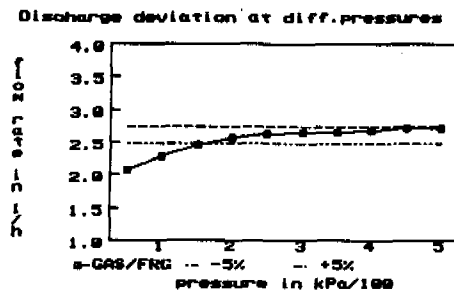


Figure 4: Discharge deviation at different pressures

None-pressure compensated emitters

The emitter discharge variation of two none-compensating emitters (micro-canal type and labyrinth type) are shown in Figure 5.

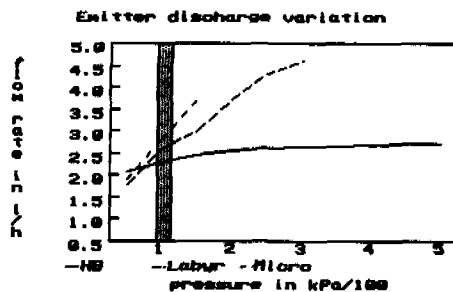


Figure 5: Discharge variation of different types of emitters

A Pressure variation of only $\pm 10\%$ from 100 kPa, that means a pressure difference of 20 kPa in the system, causes a variation in discharge of .1 l/h at the pressure compensated HB-emitter, .3 l/h at the labyrinth type emitter and .4 l/h at the micro-canal type emitter.

CONCLUSION

Water savings

The use of pressure compensated emitters for drip

irrigation systems is the best solution to achieve excellent uniformity of water application so that all plants receive the same amount of water.

In irrigation systems having poor uniformity, it is necessary to over-irrigate in order to ensure that those plants which receive the least amount of water, will get enough to grow properly.

Therefore, good uniformity made possible by pressure compensated emitters results in more efficient irrigation, saving water and -if applied- fertilizer which is dispensed with the irrigation water.

Energy savings

Compared to all other irrigation technologies, one of the major advantages of drip irrigation is the potential for pumping energy savings. The operating pressure of a drip system is significantly lower, reducing pumping head requirements and thus saving energy costs.

Because of the higher efficiency of drip irrigation systems, less water must be pumped, and hence less energy is consumed.

Summary

Drip irrigation system equipped with pressure compensated HB-emitters, properly designed and operated, help to protect and conserve valuable resources, producing better yields with less water and energy.

REFERENCES

- California State University (1984), TEST REPORT ON HB-EMITTERS, Center for Irrigation Technology, Fresno
- DLG/IMAG (1985), PRÜFBERICHT NR.3514 HB-TROPFER A01A1 Frankfurt
- DLG/IMAG (1985), PRÜFBERICHT NR.3515 HB-TROPFER A02A1 Frankfurt
- Giay, M. et al (1983), BEITRÄGE ZUM BEWÄSSERUNGS-LANDBAU DVWK-Schriften Nr. 60 , Hamburg
- Giay, M. and Zelenka, R. (1985), EXPERIENCES WITH THE NEW ISO-TEST METHOD ON PRESSURE COMPENSATED HB-SYSTEM EMITTERS, Proceedings of the Third International Drip/Trickle Irrigation Congress, ASAE/IA, Fresno
- Giay, M. (1986), Rozdeleni zavlahove vody HB systemem kapkove zavlahy s kompenzací tlaku (Distribution of irrigation water with the pressure compensated HB-drip irrigation system), Paper presented at the Conference on "Technical problems at the operation of irrigation systems", Pardubice

- Giay, M. and Zelenka, R. (1986), Uniformity of discharge of different types of emitters in comparison to the pressure compensated HB-emitter, International Round Table Conference on Micro-Irrigation, ICID, Budapest
- Giay, M. and Zelenka, R. (1986), Pressure-compensated emitters offer high performance in drip systems, Agribusiness Worldwide No.8 Vol.8, Merriam/Kansas
- Giay, M. (1986), Energie- und wassersparende Bewässerungsverfahren für Entwicklungsländer, Paper presented at the training course "Agrarian Technologies", University of Hohenheim, Stuttgart
- Giay, M. and Zelenka, R. (1987), Microcomputer-aided design of drip irrigation systems, Agribusiness Worldwide No.8 Vol.9, Merriam/Kansas
- Giay, M. (1988), Economic variations in drip irrigation systems with different types of emitters, Proceedings of the 15th European Regional Conference on Agricultural Water Management, ICID, Dubrovnik
- ISO-Document (1987), ISO/DIS 9260 IRRIGATION EQUIPMENT-EMITTERS- SPECIFICATION AND TEST METHODS, Geneva
- Nakayama, F. and Bucks, D. (1986), TRICKLE IRRIGATION FOR CROP PRODUCTION Elsevier, Amsterdam
- Sourell, H. (1985), Development and use of mobile drip irrigation, Proceedings of the Third International Drip/Trickle Irrigation Congress, ASAE/IA, Fresno

METODO MENBER EN LA DEMANDA, ACTIVIDAD Y EFICIENCIA ENERGETICA DEL AGUA EN HOJAS DE CULTIVOS AGRICOLAS

Julio A. Méndez B., Universidad Autónoma Agraria "Antonio Narro" Quintana Roo. 571 Col. República Ote. cp. 25 280 Tel.7-00-92 Saltillo, Coahuila, México

RESUMEN

El estado energético del agua en las hojas de cultivos agrícolas, varía significativamente en función de la fase y etapa fenológica y del microclima del ambiente suelo-atmósfera. Dicho estado determina el tiempo oportuno para aplicar: el agua de riego, el fertilizante, el bióxido de carbono, las hormonas, "los compensadores térmicos", la cosecha, etc. Sin embargo, generalmente resultan complicados imprecisos y costosos los métodos e instrumentos de medición del estado energético del agua en las hojas de plantas vegetales.

En este trabajo, se describe y ejemplifica un método Ménber y un instrumento portátil de medición denominado Agroión Ménber, diseñado por el autor, con el fin de medir el estado energético del agua en la hoja a nivel campo, invernadero y laboratorio, en relación con la demanda (D), la actividad (A) y la eficiencia (E) energéticas porcentuales por unidad de volumen, definidas convencional y operacionalmente de forma analógica y empírica, a través de un proceso de carga y descarga eléctrica de la hoja por medio del Agroión Ménber. Este método utiliza como variables independientes el espesor de la hoja (e) de resistencia de carga eléctrica constante y, el tiempo (t) de descarga eléctrica al 96% de abatimiento de la carga aplicada inicialmente. En este proceso se mantienen constantes el área de contacto eléctrico de la hoja con la fuente de energía, la resistencia y el tiempo de carga eléctrica.

INTRODUCCION

Existen instrumentos portátiles para medición del estado energético del agua (potencial químico hidrico) en hojas, como son: el porómetro, el psicrómetro y el higrómetro entre otros; los cuales son productos de importación muy costosos y de reducida confiabilidad en trabajos de campo. En consecuencia se presenta la necesidad de disponer de un método y un instrumento de campo para uso práctico, con el cual medir la demanda (D), la actividad (A) y la Eficiencia (E) energéticas porcentuales del agua en hojas de cultivos agrícolas. Con el fin de optimizar en el tiempo y el espacio la aplicación del agua de riego y demás insumos requeridos por el cultivo. Además de apoyar la investigación agrícola básica y aplicada, a través de correlaciones entre las variables dependientes (D), (A) y (E) con otras variables como: luz, bióxido de carbono, oxígeno, humedad del suelo y atmósfera, velocidad del viento; tipos y dosis de fertilizantes y hormonas, etc.

METODO MENBER

Considerando los sistemas termodinámico y eléctrico formados por un volumen parcial de hoja vegetal de forma cilíndrica circular de área de base constante $a = 38,5 \text{ mm}^2$ y espesor (e) variable determinado por un tornillo micrométrico, acoplado para ser utilizado como un condensador de placas circulares planas y paralelas. Donde la parte de la hoja contenida entre ellas, forma el dieléctrico cuya resistencia eléctrica está formada por los estomas y la cutícula (Rec) y el mesófilo (R_m). La capacidad del condensador (C) es la capacidad de almacenamiento en los tejidos de la hoja.

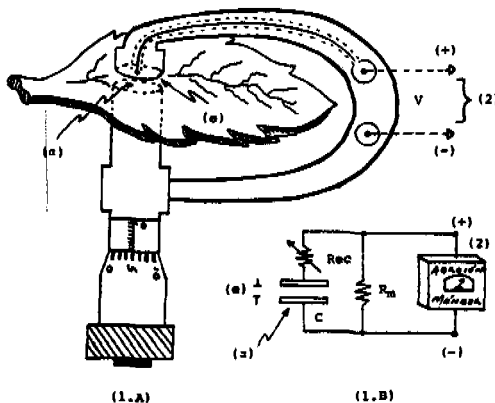


Figura 1. Analogía entre el sistema termodinámico (1.A) y el sistema eléctrico (1.B).

Analogía entre el sistema termodinámico (1.A) y el sistema eléctrico (1.B). Aplicando el método analógico entre los sistemas termodinámico (1.A) y eléctrico (1.B) se infieren las siguientes relaciones:

$$D = 1000/(e+10) \quad (1)$$

$$A = 1000/(t+10) \quad (2)$$

$$E = 100/[1+(e+10)/(t+10)] \quad (3)$$

donde:

D demanda energética porcentual, es el porciento

de energía por unidad de volumen, relativo al agua químicamente pura en estado libre, requerido por la hoja para realizar una actividad energética porcentual (A) con respecto a un sistema referencial seleccionado convencionalmente.

A actividad energética porcentual, es el porciento de energía por unidad de volumen, que se encuentra disponible para realizar trabajo físico, químico o biológico por la hoja, en relación con el contenido relativo de humedad.

E Eficiencia energética porcentual, es el coeficiente en porciento de la actividad (A) entre la suma de la actividad (A) y la demanda (D).

e Es el espesor de hoja bajo presión mecánica, hasta que su resistencia eléctrica sea $R = 40,000$ ohms y se mide en centésimas de milímetro, con una precisión de ± 0.5 cmm. Bajo esas condiciones, se le aplica a la hoja una carga eléctrica de $q = 2.5$ milicoulomb, polarizando positivamente el haz y negativamente el envés.

t es el tiempo de descarga eléctrica de la hoja al 96% de abatimiento de la carga (q) aplicada inicialmente. Se mide en segundos con una precisión de ± 0.1 seg.

El proceso de carga y descarga eléctrica y, la medición del espesor (e) de carga y el tiempo (t) de descarga eléctrica se realizan con un instrumento portátil denominado Agroión Mënber, diseñado y construido por el autor.

Fundamentos Físicos Y Matemáticos

a) Proceso de compresión y carga eléctrica.

En este proceso se realizan dos tipos de trabajo sobre la hoja, uno mecánico (W_m) y otro eléctrico (W_q). Con (W_m) se comprime la hoja, desde una presión (P_0) con espesor (e_0) que es la producida por la atmósfera hasta llegar a una presión (P) con espesor (e), que es la requerida para que la resistencia de la hoja tome el valor $R = 40,000$ ohms. En este proceso, se supone que el agua dentro de la hoja se comporta como un gas ideal. Para (W_q), se considera a la hoja como un circuito resistivo capacitativo, ver Figura 1. En términos matemáticos lo anteriormente expuesto se puede expresar como:

$$W = W_m + W_q = NR_0 TLn(e/e_0) + q V \quad (4)$$

El trabajo total (W) realizado sobre la hoja, puede ser negativo, positivo o cero; dependiendo de las condiciones fisicoquímicas y biológicas de la misma. (W_q) se mantiene constante durante el proceso, el que cambia es (W_m).

b) Proceso de descarga eléctrica a presión constante.

En este proceso la hoja realiza trabajo químico internamente, el cual se traduce en trabajo eléctrico (W_a) sobre el ambiente, hasta un 96% del trabajo eléctrico realizado en la carga (W_q). Matemáticamente se puede expresar como:

$$W_a + 0.96 W_q = 0 \quad (5)$$

donde:

$$W_a = \int_q^{.04q} (q/C + Rdq/dt) dq \quad (6)$$

A partir de la solución de las ecuaciones (4), (5) y (6) y, utilizando analogías termodinámicas y eléctricas, además de transformaciones de traslación y compresión se obtienen las ecuaciones (1), (2) y (3). Es importante hacer notar que las ecuaciones inferidas para la actividad (A), la demanda (D) y la eficiencia (E) energética del agua en hojas vegetales pueden cambiar de forma, según el nivel de referencia y analogías utilizadas.

CORRELACIONES DEL METODO

En seguida se muestran algunas gráficas y correlaciones entre las variables energéticas actividad (A), demanda (D) y eficiencia (E) en forma general y, en el caso particular de árboles de chabacano, durazno y en planta de violeta africana en función de las variables independientes

tiempo (t), iluminación (I) y fase fenológica. Con ello se muestra en parte la importancia del método y del medidor Agroión Mënber. Figura 2.

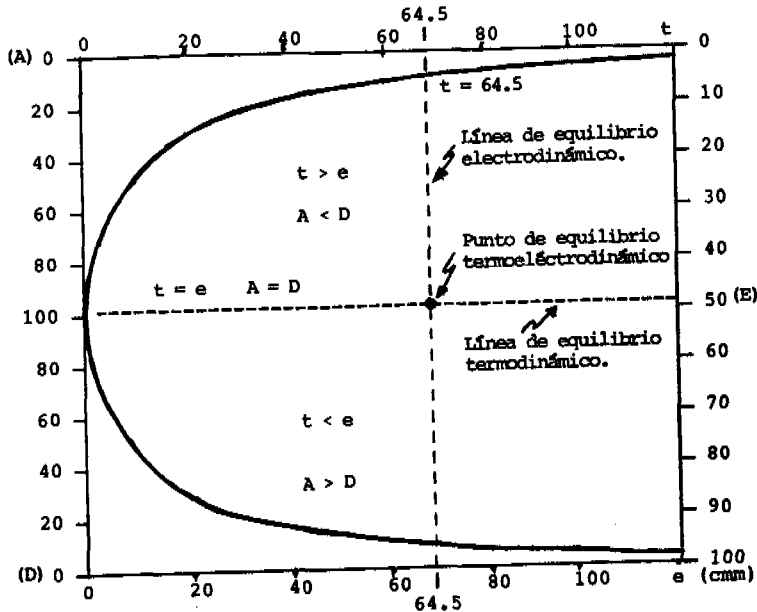


Figura 2. Gráficas de actividad (A), demanda (D) y Eficiencia (E) en hojas de cultivos agrícolas en función del Método Mënber.

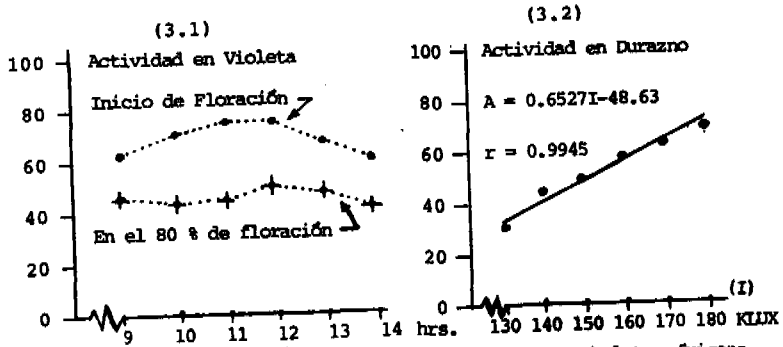


Figura 3.1. Gráfica de Actividad en hojas de violeta africana al inicio y al 80% de floración en función del tiempo

Fig. 3.2. Actividad en hojas de durazno en función de la iluminación.

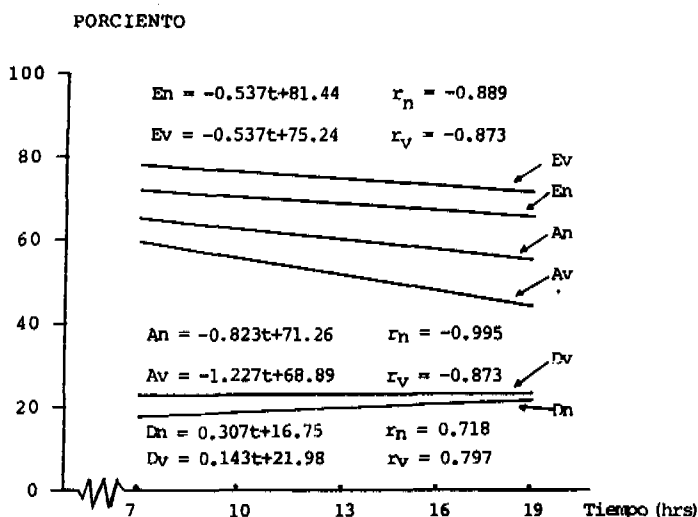


Figura 4. Gráficas y ecuaciones de regresión para la actividad (A), la demanda (D) y la Eficiencia (E) energéticas en hojas nuevas (An, Dn, En) y en hojas viejas (Av, Dv, Ev) de un árbol de chabacano después de cosechar, a partir de 4 repeticiones medidas en los tiempos $t = (7, 10, 13, 16, 19)$ horas con el Agroclón Mënber en un día nublado.

REFERENCIAS

- Bohdan Slavik (1974), Method, of Studying Plant Water Relations. Publishing House of the Czechoslovak Academy of Sciences Prague.
- Bujovtsev, B.B. et al (198~), Física 3. Fenómenos Térmicos Física Molecular. Fundamentos del Electrodinámica. Editorial Mir, Moscú
- Grace, J. (1977), Plants Response to Wind. London. Academic Press
- Moore A.L. et al (1991), Regulation of Electron Transport in Plant Mitochondria Under State 4 Conditions. Plant Physiology Vol. 95(1), January.
- Skoog, D.A. et al (1983), Análisis Instrumental. Interamericana México, D.F.
- Torres, R.E. (1983), Agrometeorología. Editorial Diana, S.A México, D.F.

ELECTRIC ENERGY DEMAND IN IRRIGATED AGRICULTURE :
ECONOMICS, TARIFFS AND LEGISLATION

José A. Louzada, Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS
Lawson F. Beltrame, Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS
Antônio E. Lanna, Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS

Av. Bento Gonçalves 9500, Caixa Postal 15029, CEP 91501
Porto Alegre, RS, Brasil

ABSTRACT

Using data obtained by the Companhia Estadual de Energia Elétrica-CEEE-(State Electric Energy Company) in the rice-planting region located on the Western border of Rio Grande do Sul, results are presented showing that the energy consumption for rice irrigation in this region is far above real requirements. This is due to inappropriate conditions in the pumping stations and to the use of excessive flows. Based on the results in this region, a projection of this situation to all the rice-planting regions of state was performed.

A brief discussion of present legislation which regulates supply and establishes the price charged for electric energy in agriculture is presented, and some suggestions are made to use legislation to limit unnecessary consumption, in an effort to rationalize the use of electric energy.

INTRODUCTION

The Brazilian state of Rio Grande do Sul has approximately 3,300,000 ha of flood plains planted with irrigated rice in a succession with cattle breeding.

This farming model has stabilized the area irrigated annually at approximately 750,000/800,000 ha, except for years when water is scarce. Figure 1 shows the location of the rice producing regions of Rio Grande do Sul.

The water used for irrigation comes from natural watercourses, reservoirs and wells, and is obtained by gravity or pumping. Table 1 presents a general picture, by region, of the different energy sources used to bring water to crops.

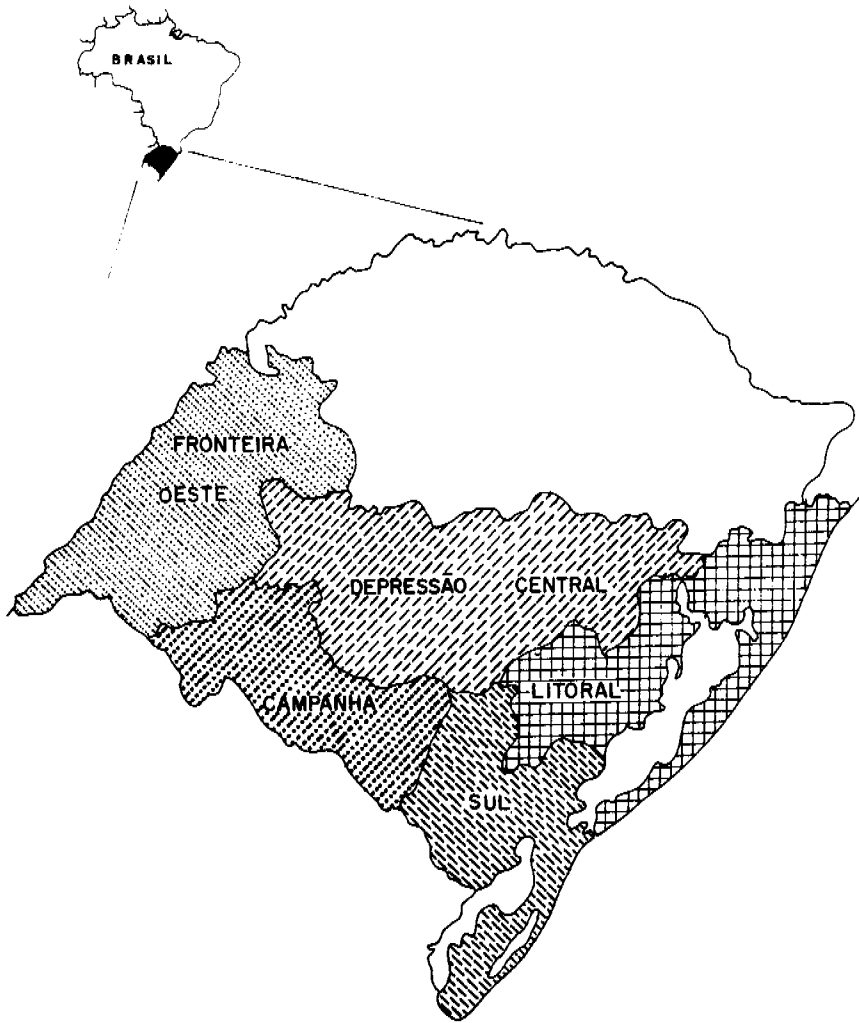


Fig 1— Rice production regions in Rio Grande do Sul

TABLE 1 - SOURCES OF ENERGY USED TO IRRIGATE RICE BY REGION

REGIONS	EXPLOSION MOTORS			ELETRIC MOTORS			NATURAL		
	AREA (ha)	% AREA OF REGION	% TO-TAL AREA	AREA (ha)	% AREA OF REGION	% TO-TAL AREA	AREA (ha)	% AREA OF REGION	% TO-TAL AREA
- SUL	78,870	47.30	10.43	68,866	41.30	9.11	19,009	11.40	2.51
- LITORAL	11,803	8.07	1.56	80,482	55.03	10.64	53,967	36.90	7.14
- FROTEIRA OESTE	30,172	12.25	3.99	197,950	80.37	26.18	18,177	7.38	2.40
- DEPRESSÃO CENTRAL	21,042	18.21	2.78	37,819	32.73	5.00	56,689	49.06	7.50
- CAMPESINA	16,705	20.53	2.21	11,799	14.50	1.56	52,865	64.97	6.99
TOTAL	158,592	-	20.97	396,916	-	52.49	200,707	-	26.54

SOURCE: IRGA: INSTITUTO RIO GRANDENSE DO ARROZ (RIO GRANDE DO SUL RICE INSTITUTE) - 86/87 HARVEST

These data shown that in 52.49% of the irrigated area, electric energy is used to transport water. Use of this resource is most intense on the Western border, and covers 80.37% of the area farmed. This situation causes significant consumption, which together with limited energy available, leads to great repression of demand, especially on the Western border.

This picture is cause for concern, and therefore, during the 86/87 harvest, specialists from the State Electric Energy Company (CEEE) inspected 1260 water intake points equipped with electric pumps. The counties of Alegrete, São Borja, Itaquí and Uruguai were chosen because they represent most of the irrigated area on the Western border. During these visits the facilities and operating conditions of the pumping stations were carefully examined, providing some very interesting information and confirming the suspicion that electric energy was being wasted.

The purpose of this study is to extend the results obtained by the CEEE, including the flow variable and also make a projection of this situation to all rice-planting regions of the state.

Finally, the present legislation on electricity will be briefly covered with suggestions to enable this legislation to prevent consumption beyond what is strictly necessary.

Both the information obtained from the CEEE and from IRGA refer to the 86/87 harvest. Since the variables which might in any way modify the results remain practically unchanged, we believe that the final figures presented reflect a situation which is very close to the present.

ELECTRIC ENERGY DEMAND

Case study: Western border

The data obtained by the CEEE on the Western border led to important conclusions as to the irrigated agriculture / electric energy demand ratio. The results most closely related to the aims of this study are presented below.

TABLE 2 - SUMMARY OF RESULTS PRESENTED BY THE CEEE

	ALEGRETE	SÃO BORJA	URUGUAIANA E ITAQUI	TOTAL	%
PLANTED AREA (ha)	42,994	41,859	120,220	202,073	100
INSTALLED POWER (HP)	33,587	26,647	72,160	132,394	100
SAVING PER HARVEST (HP)	8,874	9,579	18,028	36,481	28

The data referring to the planted area are not very different from table 1. This was considered normal for such a survey. The information referring to planted area and installed power was obtained at the sites visited. The possible saving (28% of the total installed power) was estimated by the CEEE from resizing pumping stations. For this purpose, the working time of the pumps was established as 18h/day, with a flow of 2 l/s/ha for a 120-day period. This flow which represents the average of the actual values, is above research recommendations. Studies on water consumption in rice crops irrigated by continuous flooding were carried out by Beltrame and Louzada (1991), and the following values were obtained.

TABLE 3 - RECOMMENDED FLOWS FOR THE DIFFERENT RICE
PLANTING REGIONS IN THE STATE

Region	Maximum Flow (l/s/ha)	Maintenance Flow (l/s/ha)	Weighted Average Flow
Fronteira Oeste/Campanha	1.76	1.54	1.58
Litoral	1.56	1.32	1.36
Depressão Central	1.72	1.49	1.53
Sul	1.66	1.47	1.51

The peak values correspond to the initial period of irrigation with profile saturation and surface water layer formation. The maintenance values supply the demands of evapotranspiration and percolation. The average weighted values correspond to consumption when management includes the use of two flows (peak and maintenance). The results presented in the table below reassess the energy saving possible in two different situations: a. assuming irrigation at peak flow throughout the period. b. assuming irrigation with weighted average flow, which, in terms of water consumption, is the equivalent to using peak flow during the initial period and maintenance flow during the remainder of the time.

The computations ignored changes in manometric height due to flow reduction, thus assuming an unique power needed/flow to be pumped ratio.

TABLE 4 - SAVING PER HARVEST IN ENERGY DEMAND CONSIDERING FLOW - WESTERN BORDER

PLANTED AREA (ha)	INSTALLED POWER (HP)	SAVING		SAVING US	INCREMENTED AREA (ha)
		HP	%		
205,073	132,394	48,986	37	856,636	75,877
FLOW = 1.76 l/s/ha					
205,073	132,394	56,929	43	995,538	86,181
FLOW = 1.58 l/s/ha					

The results showed that possible savings in demand would increase from 28% to 37% and 43%, if 1.76 l/s/ha and 1.58 l/s/ha were used, respectively.

The possibility of expanding the planted area assumes that there are no limitations of soil and water. Considering a mean productivity of 5,000 kg/ha, the increment in production would be 379,385 t and 440,905 t respectively. These values represent 9,7% and 11,2% of the state production at the last harvest.

The cost for the generation of excess energy was estimated based on prices when supplied by the CEEE. The reference value is US\$ 11.00 mwatt.hour. This value rises to US\$ 22.00 and US\$ 46.00 when energy is purchased from other Brazilian public power companies.

Projection of results: Rio Grande do Sul

A projection of results to the whole state was made based on the data from Tables 1, 2 and 3. Information obtained from IRGA allowed the estimation of the ratios of geometric heights of suction and pumping between the different regions. It was considered that losses of head are directly proportional to these ratios. Based on CEEE data, the installed power for each rice-growing region was estimated.

As mentioned previously, there is a slight difference in data supplied by IRGA and CEEE referring to the area irrigated using electric energy. In this projection for the state, we consider the data of the CEEE for the Western border and those of IRGA for the other regions. The results are presented in the following tables.

TABLE 5 - SAVING OF ENERGY DEMAND PER HARVEST: PROJECTION FOR RIO GRANDE DO SUL (USING PEAK FLOW)

REGION	PLANTED AREA (ha)	INSTALLED POWER (HP)	SAVING		SAVING US\$	INCREMENTED AREA (ha)
			(HP)	%		
FRONTEIRA OESTE	205,073	132,394	48,986	37	856,636	75,877
CAMPANIA	11,799	4,601	1,702	37	29,763	4,366
DEPRESSÃO CENTRAL	37,819	18,025	6,849	38	119,771	14,371
LITORAL	80,482	29,432	12,950	44	226,461	35,412
SUL	68,866	29,480	11,792	40	206,211	27,546
TOTAL	404,039	213,932	82,279	38,5	1,438,842	157,572

TABLE 6 - SAVING OF ENERGY DEMAND PER HARVEST: PROJECTION FOR RIO GRANDE DO SUL (USING WEIGHTED AVERAGE FLOW)

REGION	PLANTED AREA (ha)	INSTALLED POWER (HP)	SAVING		SAVING US\$	INCREMENTED AREA (ha)
			(HP)	%		
FRONTEIRA OESTE	205,073	132,394	56,929	43	995,538	88,181
CAMPANIA	11,799	4,601	1,978	43	34,590	5,073
DEPRESSÃO CENTRAL	37,819	18,025	8,111	45	141,840	17,018
LITORAL	80,482	29,432	15,010	51	262,485	41,046
SUL	68,866	29,480	13,561	46	237,146	31,678
TOTAL	404,039	213,932	95,589	44,7	1,671,599	182,996

These results (tables 5 and 6) were obtained under the same conditions as the previous ones, i. e. assuming that the flow is 2 l/s/ha, an irrigation period of 120 days at 18 h/day of pumping and a cost of US\$ 11.00 per mwhatt.hour.

Savings in demand attain 38.5% and 44.7% considering the resizing of pumping stations and the use of recommended flows.

The possibility of expanding the area exploited would imply a production increment of 787.860 t and 914,980 t, considering the peak and maintenance flows, respectively.

These values represent 20% and 23% of the state production during the last harvest.

We believe that these are the most relevant figures since, from the financial standpoint, savings are rather insignificant, but a production increment about 20%, rendered feasible by expanding the cultivated area, has non-negligible social repercussions.

TARIFFS AND LEGISLATION

The structure and values of electric energy supply tariffs in Brazil are established by the Departamento Nacional de Aguas e Energia Elétrica of the Secretaria Nacional de Energia, Ministério da Infraestrutura (Department of Water and Electric Power of the National Secretariat of Energy of the Ministry of Infrastructure). Despite regional differences the structure and tariffs are unified throughout Brazil. Consumers are divided into groups for purposes of tariff application, according to their nature and voltage. As to their nature they are classified as I) Residential, II) Industrial, III) Trade, Services and other activities, IV) Rural, V) Government, VI) Public Lighting, VII) Public Services and VIII) Self-consumption.

The rural category, in which are included irrigation projects has the following sub-groups: high voltage (up to 75 KVA) and low voltage (less than 75 KVA). Tariffs in the high voltage sub-group are binomial; one part is calculated based on power demand and the other on energy consumption. In the low voltage group, which is usual in private irrigation, a monomial tariff is applied based only on metered energy consumption.

There are three reasons to charge tariffs. The most obvious one, financial in nature, aims at reimbursement of the investment, operation and maintenance costs required to provide and increase service. From the economic standpoint, the tariff has the task of stimulating productivity in the use of resources, which will be done more efficiently if it is based on marginal costs of the service. Finally, from the

standpoint of social justice, the tariff may represent a means to distribute or to help encourage people to remain in the rural areas.

The latter focus has been favored in establishing tariffs for rural consumption, with large subsidies to this segment. This is particularly noticeable in the Southern region of Brazil, where the cost of electric energy per hectare represents, on the average, approximately two 50 kg bags of rice, as compared to the average productivity of 100 to 120 bags per hectare. That is, no more than 2% of total production value. Another factor which shows how high subsidies are, is that in regions of the state of Rio Grande do Sul without electric energy distribution networks, diesel oil pumps are used, at a cost of approximately 7 bags of rice per hectare, not to mention the higher costs for investment and maintenance of this type of pump.

The reason waste was found is the subsidy to irrigators provided by the energy tariff. However, it should be added that this subsidy is not socially justified, since rice producers do not belong to a poorer social and economic group. The investments require quite a large amount of property. Therefore, this subsidy is not justifiable, at least in the south of Brazil, and causes significant social costs, since waste prevents expansion of production, besides contributing to worsen the Brazilian income concentration profile.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The subsidy included in the electric energy tariffs for rice irrigation in Rio Grande do Sul leads to waste in using electric energy and water, thus preventing production expansion in more than 20% of the planted area.

This subsidy is not socially justified and feeds the Brazilian income concentration process.

To change the situation described, it is necessary to establish consumption controls and energy tariffs compatible with the introduction of a more efficient use of energy water.

As regards consumption control, it is recommended that connections between irrigated areas and the public electric energy network be designed under the technical responsibility of professionals with education and training appropriate to the projects.

Concerning energy tariffs for irrigation it is recommended that present Brazilian legislation be modified. Regionalized tariffs should be allowed, so that the

peculiarities of each region may be taken into account, and energy and water wasted be reduced making it possible to expand economic activities.

REFERENCES

ANUARIO ESTADISTICO DO ARROZ. 1988. Porto Alegre: IRGA.

BELTRAME, L. F. S., LOUZADA, J. A. S. 1991. Water use rationalization in rice irrigation by flooding. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 9f. Trabalho a ser apresentado no "International Seminar on Efficient Water Use, México City, October 21-25, 1991".

CEEE, 1987. Projeto conservação de energia na irrigação: região fronteira-oeste. s.l. Não paginado.

DNAEE. 1988. Portaria 222 DG de 22 dez. 1987. Legislação do setor elétrico. Condições gerais de fornecimento. f.11-2, 20-1.

EFFECT OF SOIL SALINITY ON MOISTURE DEFICIT AND YIELD OF WHEAT

Guna N. Paudyal, Danish Hydraulic Institute 25, Road. 114, Gulshan, Dhaka, Bangladesh J.M. Nielsen and M. Saeed, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand

ABSTRACT

A model is developed to predict the soil moisture balance and deficit moisture caused by soil salinity stress throughout the growth season of irrigated wheat crop. The water uptake rate as affected by salinity is determined which is then related to crop yield. It is found that most of the yield decrease is associated with a decrease in transpiration due to soil salinity which is responsible for the development of osmotic potential retarding the extraction of water from the soil solution by plants. Results of real field study are presented in order to make efficient use of limited irrigation water.

INTRODUCTION

Soil salinity is one of the major constraints in the development of irrigated agriculture. Problems of soil salinity and irrigation with saline water are wide spread in the world, both in humid as well as arid lands. In humid and subhumid regions, where there is sufficient rainfall, salinity is of little concern because the accumulated salts can be leached down by rain water. But, this problem is more severe in arid and semiarid regions where the annual rainfall is small and water supplies are scarce to meet the need of crop cultivation.

The soluble salts may be present in the original soil material or be brought to the soil by invading surface water or ground water. The salt accumulation problem in irrigated soils is a complex phenomenon influenced by several factors and conditions. Salts in the applied irrigation water tend to concentrate in the soil solution as a result of evapotranspiration. Other factors such as mineral dissolution, precipitation, and ion exchange may further complicate this process of salinization. These salts may be periodically leached out of the root zone to maintain a salt balance by applying an extra fraction of irrigation water. The knowledge of physical and chemical processes in the soil-plant-atmosphere system has made rapid progress in recent years, interactions involved and the possibilities for predicting the influence of irrigation with different quantities and qualities of water can be studied. Such prediction will help to develop efficient water management practices.

MATHEMATICAL MODEL

The soil acts as a reservoir that holds water and nutrients needed for plant growth, a habitat for bacteria, and an anchorage for plants. The amount of water a soil can hold and transmit to the plants for their survival is determined by its physical properties. The movement of water into the soil and from the soil to the atmosphere, is a combination of very complex and integrated processes, e.g., infiltration, redistribution, drainage, solute movement, evapotranspiration, etc. All these factors are strongly interdependent as they occur sequentially or simultaneously. Mathematical models based on physical processes and numerical solutions of the governing partial differential equations can be used as tools to simulate the processes involved.

The governing equation to describe the simultaneous flow of salt and water in soil as given by Child and Hanks (1975) is

$$\frac{\partial (\theta c)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D (\theta, V) \frac{\partial c}{\partial z} + qc \right] \quad (1)$$

where

c = solute concentration

t = time

z = depth of root zone

q = volumetric flux of solution

θ = volumetric water content

D = combined hydrodynamic dispersion coefficient given by

$$D (\theta, V) = D_0 a e^{b\theta} + \lambda (V) \quad (2)$$

where,

V = average flow velocity

D_0 = diffusion in pure water

a, b = diffusion coefficients

λ = dispersion constant

The use of equation (1) with root extraction and soilwater flow allows for a prediction equation to determine the influence of soil salinity on plant yield. Using the concept of osmotic potential,

where,

K = hydraulic conductivity

H = hydraulic potential (matric plus gravitational, and

A(Z) is the plant root extraction function, a numerical approximation of which is written as

$$A(z) = \frac{[HROOT + 1.05z - h_z - s_z] RDF(z) K_z}{\Delta x \cdot \Delta z}$$

where,

HROOT= effective water potential in the root at the soil surface, which depends upon plant, soil and climatic conditions

S_z = salt (osmotic) potential at depth z

h_z = soil pressure potential at depth z

K_z = hydraulic conductivity at depth z

RDF (z) = proportion of the total active roots at depth increment Δz; and

Δx = distance from the root surface to the point where h(z,t-1) and s(z,t-1) are measured, (arbitrarily assumed to be 1.0 cm)

The relative yield is obtained by (Stewart et al., 1977).

$$\frac{Y}{Y_m} = 1 - b + b (ET/ET_m)$$

where,

ET/ET_m = relative evapotranspiration

b = slope of relative yield/ET.

MODEL APPLICATION

To study the salinity profile throughout the growth season and its ultimate effect on evapotranspiration and yield, a particular saline area was selected at Pir Mahal in Pakistan (Fig.1). The temperature ranges from 8C in winter to a maximum of 40C in summer and the average annual rainfall is only 125 mm. The type of soil in the study area is silty clay to sandy loam. The water table depth varies between 5-6 m.

To conduct the study under different field conditions, two sites were selected in the irrigated area - one in the head reach and the other at the tail-end. The qualities of groundwater as well as canal water are fit for irrigation. Canal supplies are scarce and almost all the irrigation is done by groundwater. Only a part of the command area (26%) was found to be severely affected by salinity, while the remaining area was moderately affected. Together with physico-chemical properties of soil, several other data such as water supply, fertilizer; and climatic variables were collected for the experimental area. Crop evapotranspiration was computed by using the Penman Method given by FAO (Doorenbos and Pruitt, 1977). The final results relating salinity and moisture deficit are given in Table 1.

Table 1 Seasonal Deficit Moisture Content V, Salinity Levels

Plot No.	Average Rootzone Salinity (mmhos/cm)	Moisture Deficit (mm)
5	2.34	20
4	2.84	27
6	6.31	44
7	6.35	48
3	9.45	68
2	11.25	78
1	13.10	101

RESULTS

Detailed results of this study are found in Saeed (1990). Some of the results are given in Figures 2 - 5. From the data analysis in this study the following observations are made.

1. The moisture deficit, i.e. non-availability of water to the crop increases with increase in salt concentration.
2. The relative yield t - relative ET relation for wheat in the study area is

$$Y/Y_m = -0.07 + 1.07 (ET/ET_m)$$

The salinity increase causes an adverse effect on crop yield. From the relation drawn between EC and relative yield it can be predicted as:

<u>EC Range</u>	<u>Effect on Crop Yield</u>
0 - 2 mmhos/cm	no effect
2 - 6 mmhos/cm	about 12% decrease
6 -12 mmhos/cm	about 25% decrease.

CONCLUSION

Finally, based on the field data collected on wheat crop, comparison of predicted and measured soil water mass balance, and literature review, it is concluded that about 80 - 90% of water utilized by crops is extracted from the top 40 - 50 cm depth. Under the circumstances where adequate drainage system is not developed and good quality water is limited, "light but frequent" irrigation applications may yield better production by minimizing the osmotic potential and salt concentration in the top soil layers.

REFERENCES

Childs, S.W. and Hanks, R.J. (1975), Model for Soil Salinity Effects on Crop Growth, Soil Science, American Journal, Vol.3 pp.617-

Doorenbos, J. and Pruitt, W.O. (1977), Guidelines for Predicting Crop water Requirements, Irrigation and Drainage Paper 24, FAO, Rome.

Saeed, M. (1990), Effect of Soil Salinity on Moisture Deficit and yield of Irrigated Wheat, M.Eng. Thesis, AIT, Bangkok, Thailand. ** No page found ** ** No page found ** ** No page found **

(CHAK NO. 687/27 G.B, OUTLET NO.133972/L)

DIR MAHAL - PAKISTAN

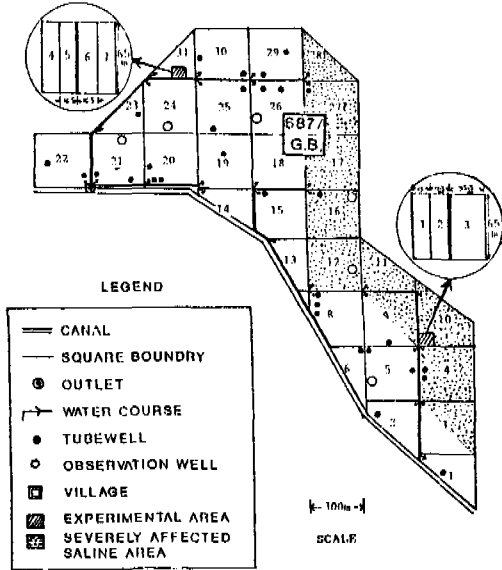


Fig. 1 Map of Study Area, Dir Mahal - Pakistan

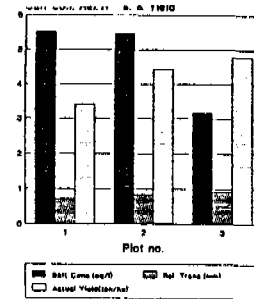


Fig. 4 Effect of Salt Concentration on Transpiration and Yield under High Fertility Level

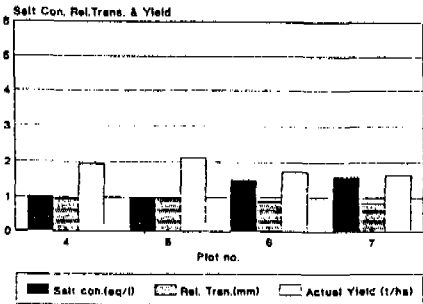


Fig. 5 Effect of Salt Concentration on Transpiration and Yield under Low Fertility Level

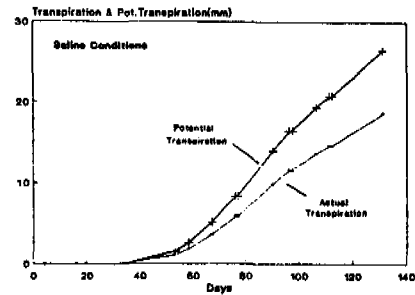


Fig. 2 Comparison of Cumulative Potential and Actual Transpiration

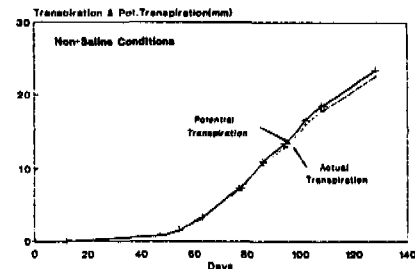


Fig. 3 Comparison of Cumulative Potential and Actual Transpiration

MOISTURE RECYCLING WITHIN SOIL-MOISTURE ZONE BY SUB-SOIL RECLAMATION TECHNIQUE

G. KALIASUN DARAM Chief Engineer, PWD & Director C.V.S.GUPTA
KETHIRAJAN Deputy Director Assistant Director Institute of Hydraulics and Hydrology,
Poondi-602 023

Tamilnadu, India

Abstract

Available natural resources of land and water are becoming scarce for irrigated agriculture in India due to their enhanced utilisation by industrial and housing sectors. Deficient supply of irrigation water, besides leading to limited irrigation, necessitates development of indigenous technology for arresting moisture loss by deep percolation beyond soil-moisture zone and for recycling the moisture so saved and stores at the interface between the soil-moisture zone and the interzone beneath. An artificial aquiclude with puddle clay is suggested at a depth of 1.5m to 2.0m below field surface. A rock-fill layer of designed thickness providing requisite volume of macropores is also suggested over the aquiclude. The soil-moisture zone is reconstructed for its original properties. Moisture moves downward and fills root zone initially by natural rainfall and/or by irrigation and its loss by deep percolation is intercepted by aquiclude, stored in the rock-fill layer and recycled automatically into root zone by Exfiltration and capillary action at times of supplemental moisture demand by crop. Necessary basic software and hardware to be involved in the technology development by a pilot project are outlined in the paper in the context of efficient water use.

1.0 INTRODUCTION

Deficient supply of irrigation water has become one of the day-to-day constraints in irrigated agriculture in India, barring a few river basins and canal commands. Under such constraints only an under/limited irrigation could be practised. Those river basins which experienced scanty and erratic rainfall every year could only lead to be vested with conditions of severe drought proneness. Recurrence of drought severity brings high level of uncertainty and unreliability in irrigation planning and water management technology transfer and development. Added to these are the imperviousness of land surface by pavements due to urbanisation and industrialisation of canal commands which isolate and disrupt the continuous flow of soil-moisture and its uniform distribution. Such uneven or non-uniform moisture movement also causes drought condition by retarding the infiltration rate and time of the soil-moisture, while sufficient moisture is available at the land surface. Time has come to plan for development of appropriate indigenous technology to an effective sub-soil reclamation of such isolated culturable land area. The reclaimed sub-soil would have to catch, hold, and recycle the soil-moisture held up at the manmade macropores at the bottom of vadose zone of field sub-soil. The source of initial moisture to be stored and recycled will be either natural rainfall or over-irrigated water of a field. The main physical/structural features of one such field sub-soil reclamation technique are indicated in the sketch enclosed. A pilot study on its practical applicability is an immediate necessity under the deficient irrigation water management study. A simple technique for the pilot study is outlined in the paper.

2.0 TECHNOLOGY FOR A PILOT PROJECT STUDY

Irrigation water management at the present condition of deficient water supply needs high technology for effecting optimal water use by field crops both irrigated as well as rainfed. Advanced irrigation technology also provides for moisture loss by evapotranspiration and deep percolation from crop rest zone soil-moisture. Though a few methods are deployed in minimising evapotranspiration from irrigated fields, there are no practicable technological know how to arrest deep percolation less especially under rainfed situation and on a large project level. A simple method is advocated for a pilot project study as outlined below and the method is presumed to provide a stable technology for reclaiming the sub-soil zone below every field as a permanent solution.

2.1 Software for Assessment of Soil-Moisture Movement

Moisture flow/movement between a field top soil layers below is a continuous dynamic process. Moisture added to a field either by natural rainfall and or by irrigation both surface and sub-surface, penetrates into the soil medium by an unsteady wave like diffusion caused by alternate wetting and drying of the soil surface. Infiltration of moisture from surface occurs under the complementary influences of capillarity and gravity and an exfiltration takes place when capillarity opposes gravity. On occasions of natural rainfall infiltration mainly occurs during storm periods and exfiltration during interstorm periods. With increasing depth of penetration diffusion reduces the soil-moisture gradient and effect of capillarity until the moisture movement is dominated by gravity. The depth at which the surface induced capillary forces become negligible defines or demarcates the thickness of "Soil moisture zone". Thereafter the moisture percolates still downward by the influence of gravity till it encounters the increasing moisture gradient above the ground water table demarcating an "Intermediate zone" of sub-soil. The moisture still moves into the zone of "Capillary fringe" till it discharges into the groundwater under the influence of gravity acting vertically downward and capillarity acting upwards. The moisture flow may be mathematically expressed by an equation established for homogenous soil under partially vegetated condition as

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\theta(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] - \frac{\partial K(\theta)}{\partial z} - g_v(\psi, \theta) \dots \dots \dots (1)$$

in which

- θ is effective volumetric moisture content equal to the active soil-moisture divided by total volume,
- t is time,
- z is depth from soil surface,
- $K(\theta)$ is effective hydraulic conductivity of the sub-soil,
- $D(\theta)$ is diffusivity expressed as equal to $K(\theta) \frac{\partial \psi(\theta)}{\partial \theta}$ where ψ is soil matrix potential, and
- $g_v(\psi, \theta)$ is a term accounting for local internal extraction of moisture by vegetation.

The local internal extraction is a function of vegetal root structure, effective leaf area, moisture potential differences between faces and evaporation demand of atmosphere. Site specific empirical values for the term may be established. Diffusivity is a function of effective hydraulic conductivity of sub-soil and intrinsic matrix potential. For practical use, the diffusivity is expressed as

$$D(\theta) = \frac{|\psi(1)| K(1)}{n^2} \cdot s^d \dots \dots \dots (2)$$

where

- $|\psi(1)|$ is absolute value of saturated matrix potential or bubbling pressure head (P_b/v_w)
- $K(1)$ is saturated intrinsic hydraulic conductivity,
- s is degree of medium saturation equal to vol. of active soil-moisture divided by effective Vol. of voids (θ/n), and
- d is a term equal to $C-(1/n)-1$, where C is pore disconnectedness index equal to $(2+3m)/n$, and n is pore size distribution index.

The maximum depth of moisture penetration has been estimated as the sum of diffusive and gravitational see page components

The diffusive component (Z_1) is equal to $Z_1 = 4(D \cdot t)^{0.5}$ (3)

The gravitational seepage component (Z_2) is given

as $Z_2 = \frac{K(\theta_0) \cdot t}{\alpha}$ (4)

The net percolation to watertable is given by the equation

Where
$$\frac{v(s_0)}{K(\omega)} = s_0 - \frac{\omega}{K_1} \dots (5)$$

$v(s_0)$ is velocity of percolation at s_0 surface saturation, and ω is upward moisture movement rate.

2.2 Hardware for Sub-soil Reclamation

While the software outlined earlier leads to assess the quantum and rate of moisture movement into the sub-soil of an irrigated field, necessary hardware should be developed to hold and recycle the net percolation to feed a field crop by establishing the osmotic pressure at their root zone with reversed flow of moisture reserve from beneath the soil-moisture zone. This needs formation and functioning of a sub-surface moisture reservoir at the interface of root zone and intermediate soil zone. Formation of an aquiclude or impervious seam of soil layer would arrest deep percolation below a field and a simple rockfill layer of sufficient depth would form large size macro pores medium to hold the net percolated moisture and reserve for future use by a field crop as per its necessity. The depth at which these layers are to be formed will depend on soil type and crop rest development. However many field crops develop their rest upto an effective depth of 1.5m and hence a nominal depth of 1.5 to 2.00 m may be adopted for the reclamation purpose. Moisture loss along and around a field boundary has to be arrested by providing dykes vertically down upto a required depth all around, puddle clay walls may be formed for economy. Depending upon the field soil type filters or mole drains with requisite spacing may be provided to induce moisture movement rate beyond that caused by diffusive and gravitational forces.

Such a reclamation of field sub-soil made only once could not require any harvesting from beneath soil moisture zone arresting moisture loss by deep percolation the value of which may range from 8 to 40% of total available soil moisture thus besting up the water use efficiency at field besides reducing the actual exfiltration loss. Consequently required level of nutrients may easily be managed in the field avoiding loss by nutrient transport by the moisture of deep percolation. Reformation of the soil moisture zone excavated for the formation of the aquiclude and rockfill layer has to be done to maintain the original pore size distribution of the sub-soil by optimum compaction with the same sub-soil. The design of rockfill layer requires knowledge of quantum of moisture to be held or accumulated and requisite range of upward capillarity and moisture flow gradient between the macropores of the layer and the effective rest system of each crop. A pilot project study on the large scale or commercial productivity of such of the indigenous water management development technology would guide to bring high value of benefit cost ratio in addition to providing for large scale water conservation at field level which is beyond any economic level of water resources conservation for agricultural purposes. The sketch enclosed visualizes the major component of such a reclamation hardware.

(1) There is urgent need to examine the practice of large scale sub-soil reclamation in the context of land and water becoming scarce.

(2) Moisture holding and recycling within and below crop rest zone is an efficient water management technique under drought and deficient water supply situations.

(3) Sub-soil reclamation may be done at the interface between the root zone depth and inter zone to arrest deep percolation loss of effective soil-moisture and to recycle it for use by crops.

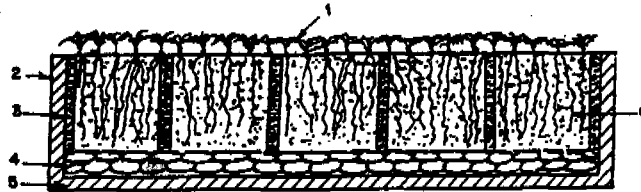
(4) Irrigation application and water use efficiency may be increased by adopting the technique, as the recycling of moisture is done as a natural phenomenon in accordance with the actual demand of moisture by a crop.

(5) Effective maintenance of required level of nutrients and loss of nutrients is possible by the technique.

(6) Benefit-cost ratio of such a project would be high in the larger term.

REFERENCE

Eagleson, P.S., 1978. Climate, Soil, and vegetation, A simplified Model of Soil Moisture Movement in the Liquid phase. Water Resources Research, 14 (5), pp. 722-730.



**VERTICAL SECTION OF RECLAIMED
SOIL MOISTURE ZONE OF CROP FIELD**

LEGEND

- 1 Plant population
- 2 Field dyke
- 3 Filter around each field
- 4 Vadose zone with macropores
- 5 Impervious clay layer/squidole
- 6 Crop root zone

(Sketch Not To Scale)

OPTIMIZATION OF CONJUNCTIVE USE OF SURFACE AND GROUND WATER AT BARNA COMMAND, MADHYA PRADESH

SAHU, H.L, Superintendent Engineer (system), N.V.D.A., Narmada Bhawan, Bhopal, (M.P.)-462003 KOOL, Y.M., Scientist, Agricultural Research Station, JNKVV. Centre, BARI Dist. Raisen, (M.P.)-464665

Abstract

There is a need to utilize the water resources, in the command area and adjacent field specially the tail end areas, in the best possible manner in order to get optimum crop yields. To attain the objective of conservation and control of the water resources, the mathematical model have been presented to determine optimal allocation of surface water and ground water resources to different crops that will accomplish the target of economic efficiency as measured by maximizing net benefit. The conjunctive use of ground water and surface take the form of full utilization of surface water supplies supplemented by the ground water during periods of low canal supplies or canal closures. The main objective is to use the available water resources to multiple crops in the command area to obtain optimum crop production.

INTRODUCTION

It is estimated that water needs for industry by the year 2000 may be more than 650 million Gallons daily. The overall supply of water exceeds the demand and will continue to do so in foreseeable future. At the same time, like most, of our natural resources water is not distributed equally over the surface of the earth and shortage of water will occur as they do now.

The available supply in most of the canal system is about 2/3rd of the amount of water needed for intensive agriculture. The total quantity of water neither adequate nor supplied satisfactorily in time. This calls for making combined or conjunctive use of surface and ground water.

The practice of conjunctive use of ground water and surface water has been prevalent in the Cauvery delta in Tamil Nadu, The Godavari pravara canal system in Maharashtra. The Ganga canal and Western Jamuna canal in Haryana and in parts of Punjab and Uttar Pradesh. The technique developed have already been used successfully.

The mathematical model presented using the available resources of water and other agricultural inputs as per recommended package of practices for intensive agriculture, to various crops (taking in to consideration cropping pattern) at the Barna Command.

REVIEW

Authors who have dealt with the problem of conjunctive use of ground water and surface water systems such as Thomas (1957) and others, have discussed the economic advantage of such a combination and have pointed out its effectiveness in the conservation of sizeable volumes of water. Renshaw (1963) presents the argument that decisions regarding the use of ground water resources should be based on the value of the ground water resources on the basis that the water left in storage has economic worth. Buras (1963) applied advanced analytical methods to the analysis of the conjunctive operation of reservoirs and aquifers where the water released from the two storage sources is used for irrigation in two agricultural areas. Sounders (1967) states that in order to assess the value of planned conjunctive use in relation to a particular area or basin, it is necessary to look at the economic, hydrologic and legal system as a whole. Gert and Scott (1971) apply dynamic programming procedures to optimize the conservation and use of conjunctive system of ground and surface water, involving several surface reservoirs, streams, recharge facilities, distribution pipe line and aquifers.

Thomas Maddock (1974) makes it clear that it is possible to develop operating rules for the conjunctive use of surface water and ground water. These rules allow the quantities of water pumped from the wells, diverted from streams, spread and returned from stream after use (drainage), to be determined for a given time period, even if, the required needs availability of supply are uncertain at the beginning of the time period.

MATHEMATICAL MODEL

Considering the crop or the combination of crops which will give the maximum profit with the available water and land resources. Surface water was used in conjunction with ground water and per unit irrigation cost was calculated. Total area was allocated amongst the crops under the different constraints so as to get maximum benefit.

The constraints on the system are

1. Storage capacity of ground water basin
2. Safe yield of ground water basin
3. Total surface water available
4. Total area available.

The objective function which is to be maximized, for the net return is given as

$$Z = \sum_{k=1}^{n_p} \sum_{j=1}^{n_s} \sum_{i=1}^{n_c} (b_{ik} A_{ik} - C_i A_{ik} - W_{ij} X_{ijk} A_{ik}) \quad \dots(1)$$

where subscript i refers to the users $i = 1, 2, 3$, the subscript j refers to the sources of water $j = 1, 2$ the subscript k refers to season or period.

- n_c - no. of crops taken during the season
- n_p - no. of season during which crop is taken
- n_s - no. of sources of water available for irrigation.
- A_{ik} - area under crop i in season k.
- b_{ik} - marketing cost per unit area fore crop i.
- C_i - the cost of production of crop i excluding the cost of irrigation.
- W_{ij} - unit cost of water taken from source j for crop i.
- X_{ijk} - amount of water taken from source j for crop i during the season k.

The availability of water for different uses require that the sum of the water drawn from all sources for a particular use during a particular time period must equal or exceed the demand for that use.

$$\sum_{j=1}^{n_s} X_{ijk} A_{ik} \geq D_{ik} \quad \dots(2)$$

where

- D_{ik} - demand for the crop i in season k.

The limitations on the demand from ground water storage are implicit. The sum of the quantities recharged in previous time period less the quantity of water pumped in the current time period must be equal to the current ground water storage less the ground water storage in the previous time period.

$$N_{k-1} - \sum_{i=1}^{n_c} X_{kgi} = G_k - G_{k-1} \quad \dots(3)$$

where

- N_{k-1} - amount of natural recharge in previous time period
- G_k - current ground water storage
- G_{k-1} - ground water storage in the previous time period.

In addition the ground water storage must be maintained between zero and some maximum capacity (G_{max})

$$G_k \leq G_{max} \quad \dots(4)$$

The area constraints are-

$$\sum_{i=1}^{n_c} A_{ik} \leq A_k \quad \text{--- (5)}$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} X_{kwi} \leq X_{kw} \quad \text{--- (6)}$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} X_{kqi} \leq X_{k-g} \quad \text{--- (7)}$$

CONCLUSION AND DISCUSSION

The decision regarding the selection of the crop which yields the maximum benefit is achieved by maximization of objective function. Various crops were considered under Kharif, Rabi and Jayad season separately and the amount of water available from the canal sources were entirely utilized and the additional water requirement was fulfilled from the ground water sources. Accordingly the area was allocated to different crops to achieve optimum crop yields. The decision regarding the storage of water, when plenty of water is available, for the periods when the water is actually needed for the survival of the crops, is determined with the help of available information on rainfall, crops and available water resources. Hence utilization of ground water have been assumed for appropriate irrigation during the lean season.

REFERENCES

1. Buras, Nathan. Conjunctive Operation of Dams and Aquifers. Journal of the Hydraulic Division, Proc. ASCE 39 (HY6): 111-131, 1963.
2. Gert Aron and Varne H. Scott. Dynamic Programming for Conjunctive Water Use. Journal of the Hydraulic Division, Proc. ASCE 97 (HY 5): 705-721, 1971.
3. Renshaw, E.F. The Management of Groud Water Reservoirs. Journal of Farm Economics 45 (2): 285-295, 1963.
4. Saunders, Barry C. A. proceure for Determining the feasibility of Planned Conjunctive Use of Surface and ground water. Utah Water Research Laboratory. Repor WG-42 IT. Utah State University, Logan, Utah. 78P, 1967.
5. Thomas Maddock III. The Operation of a Stream-aquifer sysem Under Stochastic Demands. Water Resources Research. 1-10, 1974.
6. Thomas, R.O. Ground Water Development... a Symposium. Trans. ASCE 122: 422-442, 1957.

IMPROVING THE WATER CONSUMPTION ESTIMATES IN THE BRAZILIAN SEMI-HUMID CROPS

Vania Lucia Di Lascio
Geography Department, University of Brasilia, UnB
Brasilia, DF, Brazil

ABSTRACT

The objective of this paper is to verify the crop water requirement in the Brazilian "cerrado region" during the dry season and demonstrate that through irrigation control, it is possible to obtain high productivity. It also shows the degree of error committed when Turc and Penman formulas are used for the determination of water requirements of beans (*Phaseolus vulgaris* L.) and oats (*Avena sativa* L.). Finally, a regional correction index for Penman formula is proposed. The research is being carried out at an experimental plot with four lysimeters and some other meteorological instruments located in the experimental farm of the Brasilia University. The related study periods are the 1989 and 1990 campaigns. During those periods bean (*Phaseolus vulgaris* L.) and oat (*Avena sativa* L.) crops have been tested.

INTRODUCTION

The Brazilian semi-humid west-central region, named the "cerrado region", is located between the latitudes of 10 and 20 degrees south and 45 to 60 degrees west, and has shown great development in its agriculture, but there is a problem in terms of water demand for plants, which should be evaluated. The region has a prolonged dry season and irrigation schemes are necessary to increase the productivity, which allows better returns on the investments. The dry season is characterized by a clear sky and consequently high insolation values, with the necessity of correct water supply to sustain crops' productivity. The correct irrigation is important; it avoids the waste of water during the beginning and the end of the plants' lives because of low consumption due to the small area of the leaves. On the other hand, it is very important to follow the leaves' area increase and avoid an insufficient supply of water to maintain the production efficiency (Taylor, Jordan, and Sinclair 1983). In short, a good knowledge of the evapotranspiration rate is necessary to avoid waste of water and electric power used for pumping, or shortage of humidity and reduction of productivity. The importance of this research relates to the rapid

spread of agricultural land in the region during the last 15 years and the need to better define the existing hydrologic constraints.

The necessary irrigation to develop the crops has merited an important place in current literature because of the difficulty determining accurate responses with the empirical formulas (Lecarpentier 1975). The reason for this inaccuracy is because they are normally adjusted for grass or similar vegetation and generally in temperate regions. However, in different climate conditions such as in tropical regions, results indicate that major adjustments need to be made in the formulas, and new regional indexes developed for crop type and stage of growth.

The objective of this paper is to demonstrate that through the correct irrigation dosage it is possible to obtain high productivity. It also shows the degree of error comitted when Turc (1961) and Penman (1956) formulas are used for the determination of water requirements of beans (*Phaseolus vulgaris* L.) and oats (*Avena sativa* L.) in the West-Central Brazil during 1989 and 1990 the dry seasons. Finally, a regional correction index is proposed for Penman formulae. To accomplish these objectives, an experimental plot has been mounted in the Brasilia University Farm. The adopted methodology has been similar to that indicated by Camargo (1966) and includes the use of lysimeters, actinograf, maxima and a minima thermometers and other meteorological instruments. The irrigated water has been carefully adjusted to maintain a small but permanent excedent to obtain the maximum water consumption value that corresponds to the potential evapotranspiration, as is suggested by Thornthwaite (1944).

MATERIALS AND METHODS

The Turc equation used was the F-60 one which takes the following form:

$$PET = 0.13 \times (t/(t+15)) \times (I_g + 50) \text{ [mm/10 days]} \quad (1)$$

where

PET potential evapotranspiration, in mm/10 days

t mean air temperature, in °C

I_g global radiation, in cal/cm²/day

The Penman equation was the first to combine both energy balance and aerodynamic theory to derive a relationship between evapotranspiration and meteorologic variables. The basic equation is given by Penman (1948) as the following:

$$PET = 10 \times f \times E_o \text{ [mm/10 days]} \quad (2)$$

where

f factor depending on the month of the year, the crop type and climatic conditions defined by Penman (1956 op. cit.)

$$E_o = (\beta \times R_n + 0,27 \times E_a) / (\beta + 0,27) \text{ [mm/day]} \quad (3)$$

where

β slope of saturation vapor pressure curve of air at mean temperature, in $^{\circ}\text{F}/\text{mm}$

R_n energy budget or net radiation, in $\text{cal}/\text{cm}^2/\text{day}$

E_a vapor flow parameter, in mm

This formulae is probably the most comprehensive approach to the estimation of PET which has been devised, and takes into account almost all of the factors which are known to influence it. However, Lecarpentier (op. cit.) advises that even if the calculation of E_o is very precise, the difficult implementation of the f factor may carry in the loss of this accuracy. For grass, in the southern hemisphere, Penman established values are: May, June, July and August, $f=0.6$; March, April, September and October, $f=0.7$; and November, December, January and February, $f=0.8$.

For the implementation of this study an experimental campus of 225 m^2 had been installed at the Brasilia University Farm and is showed in figure 1. Four lysimeters of galvanized iron have been constructed, each with a diameter of 1.5 meters and a depth of 1.2 meters. Each one is connected to a cylinder of 30 cm in diameter and 2 meters deep with a 2.5 cm drain from the lysimeter, thus collecting the percolated water. In this auxiliary cylinder two collecting cans are superposed to make possible the measurement of a total drainage of 20mm referred to the main body. The total planted area is 38.5 sq meters, which reduces possible oasis effects around the lysimeters and thus better simulates a planted field.



Figure 1. The experimental plot with a bean crop in april 1991.

To obtain the experimental evapotranspiration the following formulae have been used:

$$ET = I + P - D \text{ [mm/10 days]} \quad (4)$$

where

ET evapotranspiration, in mm/10 days
I irrigation, in mm/10 days
P precipitation, in mm/10 days
D drainage, in mm/10 days

The ten day period was chosen because of the necessity to follow the different growing stages of the plants. All the time, in this experiment, it has been observed the Thornthwaite (op. cit.) definition of PET where it is the "water loss which will occur if at no time there is a deficiency of water in the soil for use of vegetation". Then, the measured evapotranspiration ET is equivalent to the potential evapotranspiration PET.

The lysimeters have been equally irrigated every two days to maintain the field in a permanent state of saturation. If some precipitation has occurred, the irrigation is adjusted to avoid excess of water in the collectors.

Almost all meteorological data were obtained from instruments at the experimental site and checked with data collected in the Brasilia Airport Meteorological Station (Flight Protection Department - DEPV), located six kilometers away from the experimental area.

DISCUSSION

In this study, the water needs were calculated from field measurements of meteorological variables and compared with measured discharge from the lysimeters. The crops under study were beans for the 1989 year and oats for 1990, which were considered to be well adapted for the climatological conditions of the region. There were significant differences between the real water consumption of these crops and those obtained through the use of Turc's and Penman's equations. The first results have been already reported by Di Lascio and Johnson (1991).

The empirical and measured results for the bean crop are presented in table 1. A new regional correction factor for the Penman formulae in those periods and crop type is also proposed. In the first two decades both formulas present overestimated results, and the application of the Penman correction values highly reduces the error. In these periods, the plants were small, growth was beginning and the soil was relatively bare (figure 1). As the crops grew and increased their water demand, the error was reduced in the next two ten day periods. During the next four decades, between May 11 to June 20, the plants' water consumption was maximal, because of the highest evaporative caused by the optimal ratio between the surface areas of roots and the leaves. As Turc and Penman formulae have been gauged for grass covered land, the greater area of the beans' leaves resulted in bigger PET values and underestimation of

the empirical values. In the last decade, the plant is ending its life cycle and the reduction in the water consumption is abrupt. Here again the area of the leaves become similar to those of the grass plants, and empirical values are nearer to the experiment results. For the last decade, from June 21 to 30, the very low measured PET was abnormal because the extraordinary occurrence of rainfall with 20mm distributed in three days.

Table 1. PET measured and empirical results for a 1989 bean crop.

Period	month	April			May			June			
		begin	01	11	21	01	11	21	01	11	21
		end	10	20	30	10	20	31	10	20	30
PET measured [mm]		12.5	13.4	23.2	46.0	50.8	49.2	42.9	34.0	18.8	
PET Turc [mm]		36.6	36.6	37.1	40.5	36.7	35.4	33.7	29.1	30.9	
Eo Penman [mm]		35.3	41.9	38.3	44.3	38.0	36.4	34.4	28.5	30.0	
f Penman		0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	
f proposed		0.4	0.3	0.6	1.0	1.3	1.4	1.3	1.2	0.6	

For the oat crop, tables 2 and 3 show the empirical and experimental results. For the first two decades, even with the almost total absence of the transpiration process, the underestimation of Turc and Penman results are explained by the normal existence of a very low amount of relative humidity in the air at this season of the year. In the next period of ten days, from July 9 to 18, the reduction in the measured evapotranspiration in this season is again justified by the abnormal occurrence of rainfall, which totalled 53.2mm in three days. For the next three decades, the growth and flowering periods allied with an "unlimited" supply of water, producing a great increase in the transpiration of the plant. In this case, the observed error has been greater than that observed by Lecarpentier (op. cit.) which reported f values of 3.3 for Paquistan and Senegal. In the last four decades the end of plant growth and the maturation of the grains carry on the reduction of the water consumption.

Table 2. PET measured and empirical results for a 1990 oat crop.

Period	begin	6/19	6/29	7/9	7/19	7/29
		end	6/28	7/8	7/18	7/28
PET measured [mm]		30.2	30.0	15.7	67.7	89.6
PET Turc [mm]		26.7	23.4	15.8	30.0	26.2
Eo [mm]		26.0	21.7	17.0	28.0	28.0
f Penman		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
f proposed		1.2	1.4	0.9	2.4	3.2

Table 3. PET measured and empirical resultados for an oat crop that had been planted on June 19, 1990.

Period	begin end	8/8 8/17	8/18 8/27	8/28 9/6	9/7 9/16	9/17 9/25
PET measured	[mm]	100.5	105.6	81.3	73.4	68.4
PET Turc	[mm]	25.7	27.3	24.7	17.7	30.0
E _o	[mm]	22.2	32.7	26.3	22.5	30.2
f Penman		0.6	0.6	0.7	0.7	0.7
f proposed		4.5	3.2	3.1	3.3	2.3

The data of table 4 permits a comparison between the experimental bean crop field production, with regional and national data showing the advantage of a correct supply of water. The regional data for the bean crop fields include some irrigation practices. For the oat crop the absence of regional data is justified because it is a new practice.

Table 4. Comparison between the experimental related 1989 and 1990 crop field yield with regional and national performance

	experimental	regional	national
Beans (kg/ha)	1864	1553	1244
Oats (kg/ha)	2179	-	1078

CONCLUSION

The analysis of the experimental potential evapotranspiration data from west-central Brasil verifies that the empirical values as derived from Turc and Penman equations are inconsistent with field measurements obtained from a bean and an oat crop. As the Brazilian "cerrado" has climatic peculiarities, as noted before, it is thus apparent that in these settings the empirical formulae, if not adjusted will always fail to estimate the potential evapotranspiration.

In this paper only one bean and one oat crop have been analyzed; thus it is necessary to perform additional campaigns. The proposed adjusted correction factor for Penman formulae may be counted as a preliminary conclusion because more tests have to be performed. Nevertheless, its use may produce more accurate estimations for regional agricultural projects. It is also important to recommend to test the validity of those and other formulae with these and other crops.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author is grateful to the National Scientific and Technological Development Council (CNPq) of Brazil and the Brasilia University for

their support in the preparation and the presentation of this paper. The author would like particularly to thank Mr. Eiyti Kato and Mr. Carlos Armando Pietrani for their helpful contributions in the crop advice support; DNEMET (National Meteorological Department) and DEPV (Flight Protection Department) for some meteorological data; and Dr. Mario Diniz de Araujo Neto for his valuable comments.

REFERENCES

- Camargo, A. P. (1966), Contribuição para Determinação da Evapotranspiração Potencial no Estado de São Paulo, Secretaria de Agricultura do Estado de São Paulo, Boletim n. 161, pp. 1-51.
- Di Lascio, V. L. and Johnson, D. M. (1991), Comparing the Turc and Penman Potential Evapotranspiration Results With a Bean Crop in West-Central Brazil, VIIth World Congress on Water Resources, organized by: International Water Resources Association (IWRA), Rabat, Marrocos, May 13-18, 6 pages.
- Lecarpentier, C. (1975), L'évapotranspiration Potentielle et ses Implications Géographiques, Annales de Géographie, July-August, Nº 464, p. 385-414.
- Penman, H. L. (1948), Natural Evaporation from Open Water, Bare Soil, and Grass, Proc. Royal Society, London, Nº A-123, pp. 120-145.
- Penman, H. L. (1956), Estimate Evaporation, Transactions American Geophysics Union, Nº 37, pp. 1-37.
- Taylor, H. M.; Jordan W. R. and Sinclair, T. R. (1983), Limitations to Efficient Water Use in Crop Production, Madison, Wisconsin, American Society of Agronomy.
- Thornthwaite, C. W. (1944), A Contribution to the Report of the Committee on Transpiration and Evaporation, Transactions ASU, Nº 25, pp. 686-693.
- Turc, L. (1961), évaluation des Besoins en Eau D'Irrigation: évapotranspiration Potentielle, Annales Agronomie, Vol. 12, Nº 1, pp. 13-49.

EVALUACION DE SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION Y GOTEO EN LA REGION LAGUNERA

Arturo Rodríguez C., Centro Nacional de Investigación Disciplinaria en la Relación Agua-Suelo-Planta-Atmósfera. INIFAP-SARH. Apartado Postal 41 Cd. Lerdo, Dgo. México.

RESUMEN

La Comarca Lagunera tiene una superficie de riego presurizado de 1000 has y su tendencia es a incrementarse en el futuro debido a la problemática del agua para riego. El objetivo del estudio fué obtener un marco de referencia sobre diseño, operación y eficiencias de riego a nivel parcela de estos sistemas. Durante dos años se evaluaron Cañón viajero, Portátil manual, Powerroll, Pivote central, Microaspersión y Goteo. El método evaluación se basó en visitas periódicas a predios para obtenciones, gastos, uniformidad de aplicación, tiempo y lámina de riego. La información se analizó con metodologías de Israelsen, Christiansen, Merriam y Keller.

Se determinó que el diseño no constituye un gran problema, pues sólo el 20% presenta deficiencias. El principal problema es la operación debido a una inadecuada programación de riegos y falta de capacitación y asesoría en el manejo de estos sistemas. Las eficiencias de conducción se aproximan al 100% en sistemas abastecidos por tuberías, y de 56 a 93% en las abastecidas por regaderas. Las eficiencias de aplicación fueron variables debido a fallas en la operación

INTRODUCCION

México en 1980 tenía una superficie de 165 000 hectáreas irrigadas con riego presurizado, [CENAMAR], mientras que para 1989 se estimaban en 240 000, de éstas, un 92% son de riego por aspersión y el resto de riego por goteo (FIRA). La Comarca Lagunera cuenta con una superficie de riegos presurizados de 1000 hectáreas (900 por aspersión y 100 de goteo). Al igual que en el resto del país, su tendencia es a incrementarse en el futuro, especialmente si se considera la problemática del agua para riego causada por el abatimiento de los pozos profundos que es de 1.5 m anualmente y por las bajas y aleatorias precipitaciones para el abastecimiento de las presas, lo cual determina que la superficie de riego con el sistema tradicional aumente o disminuya.

Dado que se desconocía el grado de eficiencia de la operación de los equipos a nivel nacional como regional en dichos sistemas de riego, así como sus eficiencias de aplicación y conducción a nivel parcela, fué necesario realizar este trabajo con el fin de obtener un marco de referencia sobre diseño, operación y eficiencias de riego a nivel parcela en los sistemas presurizados.

ANTECEDENTES

Personal del Centro Nacional de Métodos Avanzados de Riego (CENAMAR) y del Distrito de Riego No. 093 Tomatlán, Jal., (1980), efectuaron evaluaciones de equipos de pivote central utilizando la metodología de Christiansen, obteniéndose que el coeficiente de uniformidad varió de 65 a 80% en los equipos evaluados, razón por la cual se obtuvieron eficiencias de aplicación variables.

Hulsman (1984), evaluó durante tres años el método de riego por melga mediante la aplicación de 134 riegos en 16 campos del sureste de Nuevo México, obteniéndose los siguientes resultados:

- La eficiencia de almacenamiento varía de 6 a 100%, con un promedio estacional de 63%.

- Las eficiencias de percolación fueron generalmente altas, variando de 20 a 100%, con un promedio estacional de 93%.
- Las tasas de percolación y escurrimiento se calcularon juntas y varió de 4 a 79%, con un promedio anual de 37%.
- La uniformidad de distribución para varios riegos varió de 79 a 99%.

MATERIALES Y METODOS

El estudio se realizó en lotes de agricultores cooperantes de la Región Lagunera durante 1985 y 1986. En este período se evaluaron trece lotes que contaban con sistemas de riego presurizado en diversos cultivos como alfalfa, maíz forrajero, sorgo forrajero, avena forrajera, nogal y vid.

Variables Consideradas.

Para determinar el estado actual del equipo respecto al diseño, se midieron las variables: presión, gasto, uniformidad de emisión en la unidad de riego y uniformidad de aplicación del agua de riego, utilizándose en este estudio las metodologías de Christiansen (coeficientes de uniformidad Cu) y del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de Norteamérica de Merriam y Keller (Uniformidad de distribución UD). Los valores aceptados son: Cu = 80% y UD = 67%; el Cu se utiliza en sistemas de aspersión que se mantienen fijos mientras riegan y el UD para los que se encuentran en movimiento.

Para determinar el grado de operación se consideraron las variables; presión de operación, gasto de operación, tiempo y lámina de riego, contenido de humedad antes y después del riego y eficiencia de almacenamiento en el perfil de interés del suelo. También se auxilió de las variables: número de riegos, intervalo entre riegos y rendimiento.

La eficiencia de aplicación se obtuvo a través de la lámina aplicada por el sistema y la lámina encontrada en el suelo en el perfil de interés después del riego, de acuerdo a la metodología propuesta por Israelsen y Hansen (1979).

En la eficiencia de conducción se consideró el gasto y la presión en regaderas y tuberías, respectivamente.

El procedimiento utilizado consistió en hacer visitas periódicas a los predios para detectar el momento en que el usuario iba a efectuar un riego para realizar la medición de las variables.

RESULTADOS Y DISCUSION.

a) Diseño de sistemas presurizados.

- Uniformidad de aplicación.

En el Cuadro 1 se observa que la uniformidad de aplicación para los sistemas se evaluaron con Cu varió de 75 a 82.2%, sin considerar el dato de 65% obtenido en el predio G por no ser representativo debido a las condiciones de viento y los

predios que se evaluaron con UD, la uniformidad de aplicación varió de 64.8 a 90.7%. Considerando que el valor práctico aceptable es de 80% para Cu y 67% para UD, sólo el 20% de los predios evaluados presentan valores abajo de estos niveles de referencia.

CUADRO 1. UNIFORMIDAD DE APLICACION Y EMISION, GASTO Y PRESION MEDIA EN 13 SISTEMAS DE RIEGO PRESURIZADOS DE LA REGION LAGUNERA (1985-1986). CENID-RASPA. INIFAP-SARH.

SISTEMA DE RIEGO	UNIFORMIDAD DE APLICACION (%)	EMISION (%)	\bar{Q}	\bar{P} (kg/cm ²)
Aspersión Cañón Viajero	72 +	97	124 m ³ /Hr	4.9
" " "	84 +	99	120 "	3.0
" " "	87 +	97	140 "	4.2
" " "	74 +	98	60.5 "	4.2
Aspersión Portátil Manual	75 *	99	1.4 "	2.3
" " "	82 *	97	1.5 "	2.5
Aspersión Poweroll	65 *	97	1.52 "	2.7
" " "	78 *	97	1.51 "	1.8
Aspersión Pivote Central	71 *	-	67.4 "	3.5
Microaspersión	75 *	78	29.2 l/h	0.75
Goteo	65 +	91	2.5 "	0.64
Goteo	91 +	93	3.7 "	0.96
Goteo	87 +	94	3.6 "	0.81

* Cu ; + UD

- Uniformidad de emisión.

En el Cuadro 1 también se observa que la uniformidad de emisión obtenida a través de diferencias de presión varió de 78.4 a 99% y sólo un predio que representa el 8% se encontró fuera del límite de 80% determinado para diseño de sistemas presurizados.

- Gasto y Presión

En el Cuadro 1 se presentan los gastos y presiones medias obtenidas a través de los diferentes riegos, por lo general, los valores de estas variables fueron un poco más bajas que los recomendados por el fabricante para el tipo de emisor específico del sistema de riego evaluado; sin embargo, se consideran aceptables, ya que esto repercute en forma positiva en los costos de operación (ahorro de energía) en el 70% de los casos.

De acuerdo a los resultados obtenidos se nota que no se tienen grandes problemas en el diseño de los sistemas presurizados.

b). Eficiencias de conducción.

Las eficiencias de conducción del agua de riego en los sistemas de aspersión cuyo abastecimiento es a través de acequias, como es el caso del cañón viajero, varió de 56 a 93% influyendo el estado físico y el mantenimiento dado a las mismas. En los sistemas de riego por aspersión (portátil manual, poweroll, pivote central y microaspersión) y de riego por goteo, cuya conducción es a través de tuberías, las eficiencias de conducción se aproximan al 100% (cuadro 2).

CUADRO 2. VARIABLES DE OPERACION Y DE EFICIENCIA DE RIEGO EN LOS SISTEMAS DE RIEGO PRESURIZADOS EVALUADOS EN 13 PREDIOS DE LA REGION LAGUNERA DURANTE 1985-1986. CENID-RASPA-INITAP-SARH.

PREDIO	SISTEMA DE RIEGO	CULTIVO	EFICIENCIAS MEDIAS EN %			RENDIMIEN- TO T/ha	No. RIEGOS	INTERVALO DE RIEGOS (dias)
			CONDUC- CION	ALMACENA- MIENTO	APLICA- CION			
A	Cañón V.	Maíz F.	56	46.3	85.8	35.7	5	12 - 17
B	Cañón V.	Maíz F.	93	24.5	52.7	33.7	6	11 - 30
C	Cañón V.	Alfalfa	90	32.2	90.0	42.8	8	15 - 37
D	Cañón V.	Alfalfa	66	51.2	84.3	34.3	8	11 - 22
E	Portátil M.	Avena F.	97	51.3	63.1	24.3	5	13 - 43
F	Portátil M.	Sorgo F.	98	43.7	75.5	-	4	9 - 48
G	Powerroll	Alfalfa	97	77.3	80.0	45.4	9	11 - 35
H	Powerroll	Alfalfa	99	48.5	84.0	-	9	9 - 24
I	Pivote C.	Maíz F.	98	Baja	Baja	19.0	28	3
J	Microasp.	Nogal	97	Baja	Baja	1.0	19	8
K	Goteo	Vid	98	Baja	Baja	18.0	30	7
L	Goteo	Nogal	97	Baja	Baja	0.6	62	1 - 21
M	Goteo	Nogal	98	Baja	Baja	-	4	60

c) Eficiencia de aplicación.

Las eficiencias de aplicación del agua de riego en los sistemas de aspersión de cañón viajero, portátil manual y powerroll variaron de 52.7 a 90% como se puede notar en el Cuadro 2, y en microaspersión y pivote central así como en los sistemas de riego por goteo no fué posible cuantificarla; sin embargo, se considera que es baja ya que el predio regado con pivote central presentó deficiencias de agua en el perfil de interés como se puede ver en la Figura 1; lo cual se reflejó en bajo rendimiento.

Mientras que en el predio se regó con microaspersión presenta excesos de agua como se puede notar en la Figura 2.

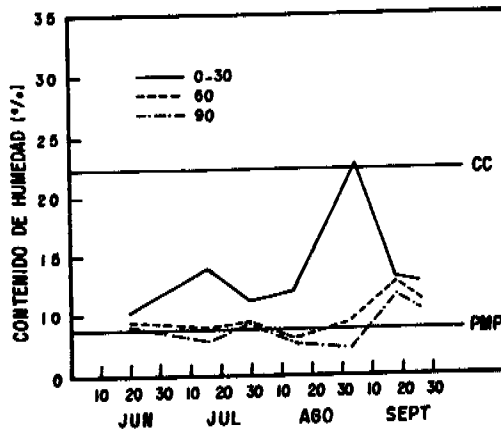


Figura 1. Contenido de humedad en el suelo (%) en el ciclo vegetativo del cultivo de maíz forrajero en el predio "I", regado con aspersión-pivote central.

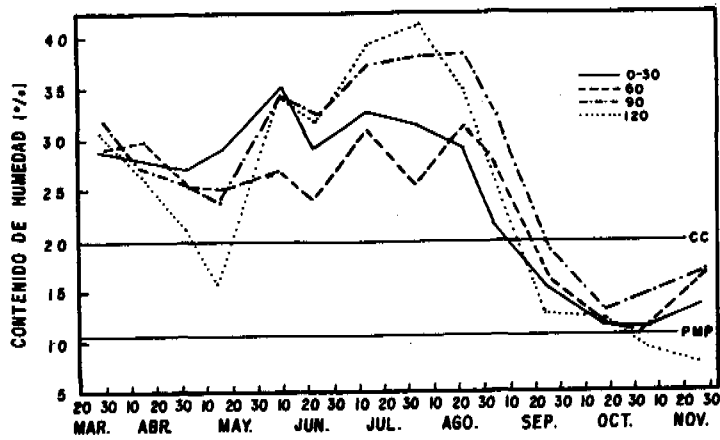
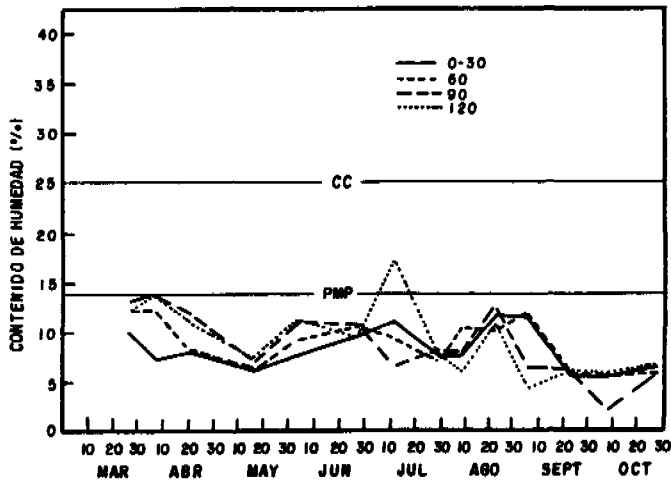


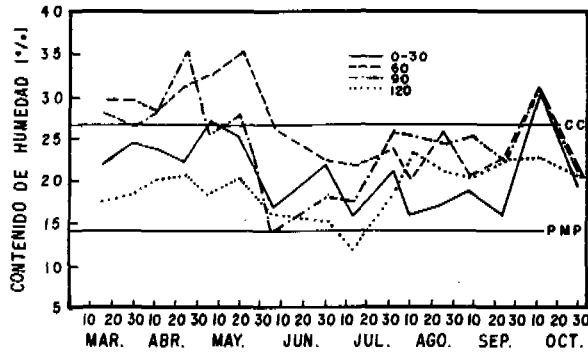
Figura 2. Contenido de humedad en el suelo (%) en el ciclo vegetativo del cultivo de nogal en el predio "J" regado con microaspersión.

En los sistemas de riego por goteo el contenido de humedad obtenido en muestreos quincenales durante el ciclo de cultivo fué muy variable, en algunos casos menor al punto de marchitez permanente, como se ve en las Figuras 3 y en otros superior capacidad de campo, como se observa en la Figura 4.



Las bajas eficiencias de aplicación encontradas en los predios L y M son atribuibles a la cantidad de riegos aplicados en el ciclo para un mismo cultivo (nogal), pues estos variaron de 4 a 62 riegos, obteniendo un rendimiento inferior a la media regional de 1.3 ton/ha.

En los predios en que las eficiencias de aplicación de los sistemas de riego fueron bajas, influyó la utilización del agua para otros cultivos, la falta de planeación de acuerdo al agua disponible, el deficiente mantenimiento (falta de refacciones y dispositivos de control) y la falta de asesoría técnica para la programación de los riegos y la operación de los mismos.



d) Operación de sistemas presurizados.

Los sistemas de riego son operados deficientemente, pues así lo demuestra el hecho de que utilizan la infraestructura del sistema presurizado como sistema de riego superficial, en el caso de cañones viajeros se suspende el recorrido del equipo y se estaciona hasta que el agua forma una lámina sobre el terreno y en sistemas de goteo la tubería se utiliza para conducir el agua principalmente y ésta se aplica a intervalos grandes similares a los de superficial, por lo general no se cuenta con programas adecuados de riego y éste se hace a criterio del regador.

Las deficiencias en la operación se reflejan fuertemente en la eficiencia de almacenamiento de agua en el suelo en el perfil de interés. Los resultados muestran una baja eficiencia en este aspecto en el 92% de los casos estudiados a pesar de la fuerte inversión en equipo y como se ve en el Cuadro 2 por lo general son menores del 63% encontrado por Hulsman en riego superficial en 1984.

CONCLUSIONES

El problema principal de los sistemas de riego presurizado en la Región Lagunera es la operación en el 70% de los casos debido a:

- Uso deficiente del sistema
- Falta de programas adecuados de riego
- Falta de dispositivos de medición y control del riego.

El problema de diseño es menor (20% de los casos analizados)

La eficiencia de conducción varía de 56 a 93% en regaderas y se aproxima al 100% en tuberías.

La eficiencia de almacenamiento en el 92% de los casos analizados es menor de 50%.

La eficiencia de aplicación varía de 53 a 90% y se considera que en el 53% de los predios es deficiente.

Falta asesoría y capacitación técnica para el usuario.

REFERENCIAS.

CENAMAR 1980. Informe Técnico. En sección de Riegos a Presión. Gómez Palacio, Dgo. México. Claves A-24 y A-25.

1980 b. Superficie de Sistemas Presurizados en los Distritos y Unidades de Riego. En sección de Riegos a Presión. Gómez Palacio, Dgo. México.

FIRA 1989. Seminario Internacional sobre tecnificación del Riego y Uso racional de la Energía. Comarca Lagunera México. pp. 161-174.

Hulsman, B.R. 1984. Closed Border Irrigation Evaluations. En Agricultura Water Management. Volumen 9 pp.139-148.

Israelsen, O.W. y V.E. Hansen. 1979. Principios y Aplicaciones del Riego. Trad. 2a. Edición. Editorial Reverté. Madrid España. pp. 277-285.

Merriam, J.L. y J. Keller 1978. Farm Irrigation Systems Evaluation: A Guide for Management 2a. Edición, editado por Utah State University pp. 17-40.

EFICIENCIA DEL RIEGO SUPERFICIAL EN ZACATECAS ALTERNATIVAS PARA MEJORARLA

Dr' Francisco Mojarro Dávila., Boulevard López Mateos y Callejón Unión,
Zacatecas, Zac. México.

El Estado de Zacatecas cuenta con 163 mil has., bajo riego, los aprovechamientos hidráulicos para el riego de esta superficie son 7200 pozos profundos y norias (125 mil hectáreas) 80 pequeños vasos de almacenamiento. Actualmente el estado, enfrenta un serio problema en materia del uso eficiente del agua por bombeo; la explotación en exceso (30% más de la recarga) en áreas de bombeo ha generado que se produzcan diferentes niveles de descenso del gasto de operación, en algunos casos del 50% en aproximadamente 10 años; este sobrebombeo es causado por las bajas eficiencias de conducción (68%) y de aplicación (45%), aunado a una baja productividad (0.53 Kg/m³) del agua de riego. Ante este problema la solución simplista es aumentar tramos de columna, pero las consecuencias ecológicas pueden ser peores; ya que en determinado momento el agua no será suficiente para abastecer los requerimientos de riego por los cultivos. El objetivo del presente trabajo fué el de evaluar en campo, algunos sistemas de riego superficial con el fin de determinar la eficiencia del manejo del agua en la parcela y definir estrategias para mejorarla.

INTRODUCCION

Dada la condición arida del Estado de Zacatecas, la construcción de pequeñas y medianas presas y la perforación de pozos ha sido una necesidad sin embargo, la distribución irregular de los recursos hidráulicos disponibles en el estado, hacen cada vez mas costosa y difícil la construcción de nueva infraestructura hidráulica; basicamente porque los sitios ventajosos para la explotación económica del acuífero se han acabado y en las construcciones de presas, estas se encuentran localizadas en la parte sur del estado, donde por cuestiones topograficas (sierras y lomerios) la superficie ha ser irrigada es minima y las inversiones cuantiosas.

Historia del uso del agua para riego por bombeo, es muy reciente en Zacatecas, ya que la explotación de los acuíferos se hace presente a fines de los 70's y se intensifica en los 80's.

<u>ARO</u>	<u>POZOS</u>
1970	70
1975	140
1980	1500
1985	5500
1991	5900

* 1300 Norias

Así, en un período relativamente corto (10-15 años) los acuíferos del estado se encuentran sobre explotados; como consecuencia de esto, son las

reducciones en el gasto de operación y en la superficie física de riego, hasta de un 50%, en 10 años, para algunos pozos de los Distritos de Desarrollo Rural de Ojocaliente, Zacatecas y Fresnillo.

La infraestructura de riego existente en el estado de Zacatecas en materia de pozos profundos y norias, extrae un volumen de 660 millones de M³/año el cual representa entre 130-140% del volumen de recarga; la eficiencia media de aplicación del riego es de 45% (Ea) y la conducción de 68% (Ec), esto indica que del volumen extraído para riego (660 millones de M³) aproximadamente el 55% es perdido por infiltración (regaderas de tierra) y por percolación en la parcela, principalmente por falta de un adecuado programa y trazo del riego. Estas bajas eficiencias y aunado a la sobre-explotación del acuífero en más del 30% son indicadores de que el agua del acuífero en un determinado momento no será suficiente para abastecer los requerimientos de riego por los cultivos.

El método de riego superficial en surcos, es el más común entre los productores del estado de Zacatecas; ya que en el 76% de la superficie se usa este método (Ruvalcaba 1988).

El objetivo del presente trabajo fue el de evaluar en campo, algunos sistemas de riego superficial en surcos, con el fin de determinar la eficiencia de riego y definir las estrategias de transferencia de tecnología en materia de longitud y gasto por surco, a través de la receta de riego.

ANTECEDENTES DE EVALUACION DEL RIEGO.

Uno de los factores más importantes que limitan la producción agrícola, es la mala aplicación y distribución del agua de riego en la parcela; lo que trae como consecuencia que las raíces de las plantas no tengan un medio apropiado para su desarrollo, impidiendo que éstas tomen los nutrientes existentes en el suelo o los aplicados por medio de la fertilización, los cuales son indispensables para el crecimiento de las plantas.

El objetivo principal de la aplicación del agua a los cultivos independientes del método de riego que se utilice ya sea: Goteo, Aspersión o de Superficie, es la de reponer periódicamente la humedad que ha sido consumida en la zona en donde se encuentran las raíces; un exceso en la aplicación del agua en esta zona no solo causa desperdicios si no también origina un lavado de nutrientes, poniéndolos fuera del alcance de las raíces; lo que además ocasiona serios problemas en suelos con drenaje deficiente, que para corregirlos se requiere de fuertes inversiones en las prácticas de recuperación de los mismos; en caso contrario la falta de agua en la zona radical del cultivo provoca un decremento en la evapotranspiración y funciones metabólicas, ocasionando con esto bajos rendimientos de los cultivos (García 1981).

La evaluación en campo de sistemas de riego superficial, tiene como objetivo principal, identificar las estrategias viables y efectivas que mejoran la operación de los sistemas. Walker and Skogerboe (1987) comentan, que una evaluación del sistema de riego puede revelar, que para mejorar las eficiencias de aplicación y uniformidad; deberá de corregirse el tiempo de oportunidad del riego, gasto/surco-melga, pendiente y/o longitud.

En México las evaluaciones de campo de estos sistemas, a nivel parcelario, no son muy comunes; principalmente por el tiempo que requiere su ejecución, recursos económicos no disponibles y falta de personal capacitado. Sin embargo es notorio destacar las guías de riego elaboradas, años 60's y 70's, por la oficina de riego y drenaje, en varios Distritos del Norte del País, como ejemplo el Distrito de Riego No. 38, Río Mayo, Sonora, (Mayo Agrícola 1969), en donde se indican específicas técnicas del riego; dado un tipo de suelo y pendiente, el gasto por operar, la longitud de surcos ó melgas y sus respectivos avances del riego; posteriormente el Ing. Egren Peña en CE NAMAAR (Hoy PRONAPA-INIFAP) centó las bases teóricas sobre pruebas de riego en campo; así García (1981) publicó " la guía para la elaboración e interpretación de resultados de pruebas de riego en campo".

Martínez (1980) comenta, la evaluación en campo de los sistemas de riego superficial, requieren de un gran número de observaciones las cuales demandan para su ejecución, un tiempo razonable.

Por otro lado, en Zacatecas más del 90% de la superficie irrigada, por bombeo, emplea métodos de riego superficiales (surcos y melgas); en donde es muy común, que los productores levanten pequeños bordos (contras) en el sentido opuesto al flujo del agua, la longitud de surcos-melgas no obedece a cuestiones físicas del terreno ni a la disponibilidad de agua; lo que trae como consecuencias bajas eficiencias de aplicación, de requerimiento y de distribución del agua de riego.

EVIDENCIAS DE CAMPO

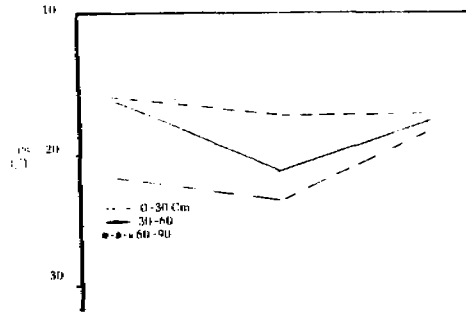
Durante los meses de Marzo y Abril de 1990, se realizaron muestreos gravimétricos del suelo, en 35 parcelas de productores, de los Distritos de Desarrollo Rural de Ojocaliente y Zacatecas. El número de sitios y profundidades por parcela fueron 9, y de 2 a 3 respectivamente; es decir se conto con 27 muestras de suelo humedo por parcela. Estos muestreos fueron ejecutados de 2 a 3 días despues de la aplicación del riego. El suelo humedo fué secado en una estufa a 105°C durante 24 horas.

Para la discusión y análisis de los resultados se construyeron patrones de mojado con el contenido de humedad (Ps), en base a peso de suelo seco y profundidad; el eje de la X corresponde al contenido de humedad y el de la Y la longitud del surco. Cada punto representa la media de 3 muestras.

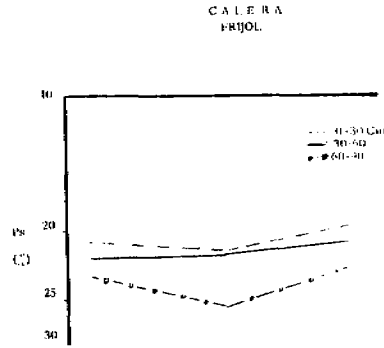
Del análisis de los datos, resultaron tres patrones tipo de la distribución de la humedad en el perfil del suelo; en figuras 1, 2 y 3 se presentan estos patrones por Distritos de Desarrollo Rural, Cultivo y municipio.

En general, se puede indicar que donde existieron deficiencias de humedad al final del surco, fué debido a que el tiempo de aplicación fué corto, para cubrir las necesidades de riego. (Fig. 1) ó el excesivo número de contras que impidió que el agua se desplazara aguas abajo. En otros patrones, los requerimientos de riego fueron cubiertos (Fig. 2) a todo lo largo de los surcos, pero la cantidad de agua excedió a la requerida; debido a que los tiempos de aplicación fueron mucho mayores de los necesarios, provocando una fuerte percolación. Finalmente (Fig. 3); se marca una deficiente distribución de humedad a todo lo largo del surco ó un exceso al final del

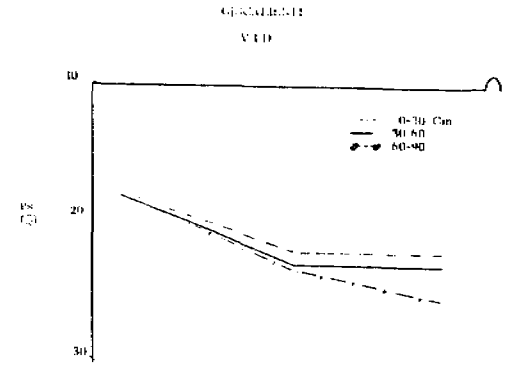
Fig. 1.



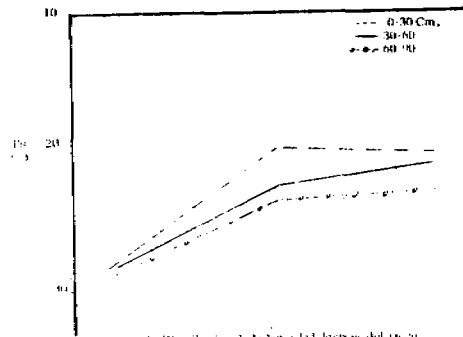
FRÍJOL
CAJALILLA



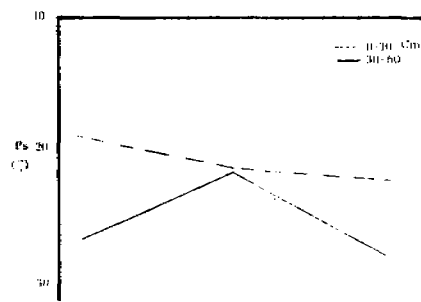
FRÍJOL
CAJALILLA



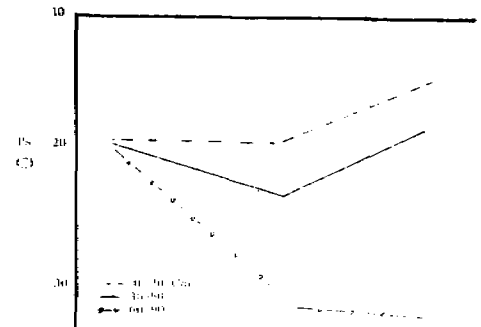
FRÍJOL
GENERALIJA



FRÍJOL
HUANUCO



FRÍJOL
CAJALILLA



FRÍJOL
HUANUCO

mismo; observándose principalmente en pozos de bajo gasto con un inadecuado trazo de riego y un excesivo número de contras.

Debido a las diferencias encontradas en los patrones de humedad y aunadas a las condiciones sociales, económicas y de operación, entre los productores, resulta casi imposible dictaminar una solución, en particular para cada uno de los productores; ya que la solución óptima, es la combinación de: gasto de producción, tiempo de riego, longitud, pendiente, tiempos de avances.

Estrategias de operación a ser transferidas, para mejorar las eficiencias del riego: 1) trazo eficiente de surcos, respetando las pendientes adecuadas según tipo de suelo y gasto disponible, 2) longitud óptima de surcos en función de la pendiente, 3) tiempos de avances para cubrir solo los requerimientos de riego, y 4) combinaciones entre ellas.

Actualmente la Delegación-SARH Zacatecas, implemento un programa de asistencia técnica (tipo PLAMEPA) con el fin de transferir la tecnología del riego; en su primera etapa fué el de beneficiar a 550 productores en una superficie de 2200 hectáreas, a través del uso de la receta de riego (anexo ejemplar).

El impacto esperado del uso de esta tecnología en riego; si se considera la superficie de 125 mil hectáreas, irrigadas con pozos profundos, las cuales en promedio demandan un volumen de 650 millones de M³/año, y la eficiencia de aplicación del agua es del orden del 45%. Con la aplicación de esta tecnología se pretende que la eficiencia de aplicación del riego se incremente de 45 a 65%; la cual es factible, ya que existen antecedentes en los Distritos de Riego del País, cuando se instrumento el Programa de Mejoramiento Parcelario. Con este incremento de la eficiencia es posible ahorrar (dejar de bombear) un volumen de agua del orden de 130 millones de M³; lo que permitirá a los acuíferos estar muy cerca del equilibrio, ya que las aportaciones son 500 y la extracción podría ser 520 millones de M³. Aunado estaría el ahorro de energía eléctrica.

Para corroborar lo anteriormente planteado; en Abril de 1991, se realizaron pruebas de riego, en el Distrito de Desarrollo Rural de Fresnillo, en el Ejido Guadalupe Trujillo Pozo # 2. Las cuales consistieron del trazo de riego, eliminación de contras y tres gastos de operación en surcos de 140 y 200 m. El avance del agua a cada 20 m., fué registrado y con estos datos se construyeron las curvas de avance (figs. 4 y 5). Del simple análisis de estas curvas se concluye que para surcos menores de 140 m. el gasto de operación es entre 1-1.5 L/s y para longitudes menores de 200 1.7 a 2.0 L/s; suficientes para cubrir los requerimientos de riego.

El paquete tecnológico a transferir, a los productores, a través de la receta de riego sera:

Longitud (m)	Pendiente %		Q (L/S)	Eficiencia (%)
<140	4-6	Eliminar	1-1.5	70
<200	4-6	Trazo de contras	1.7- 2.0	70

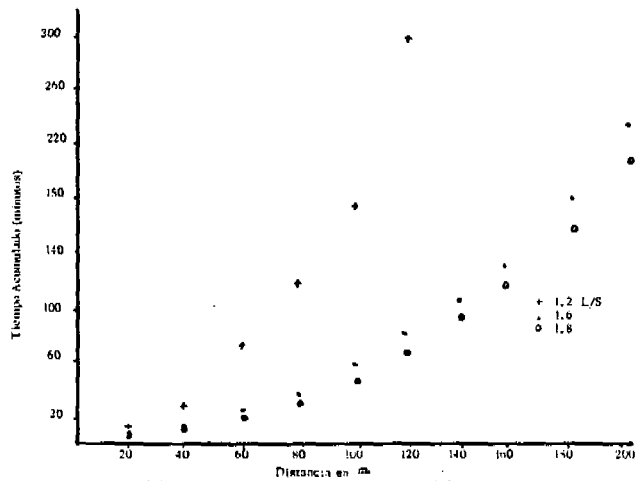


Fig. 5 Relación entre avance de agua y tiempo acumulado, Surcos de 200 m. y pendiente de 4%.

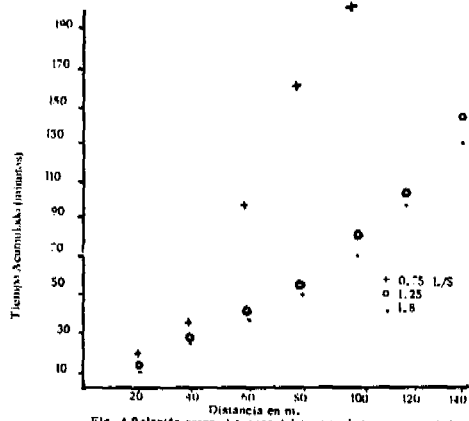


Fig. 4 Relación entre el avance del agua y el tiempo acumulado, Surcos de 140 m. y pendiente del 6%.

Con las indicaciones anotadas es posible mejorar la eficiencia de aplicación del riego a un 70%.

CONCLUSIONES.

Continuar con las pruebas de riego para otras condiciones parcelarias y para otros cultivos.

Transferir estos resultados a los productores, por medio de la receta de riego.

Coordinar estos trabajos básicos con instituciones de enseñanza superior y/o con el Instituto de Mejoramiento Tecnológico del Agua, para poder generar modelos de simulación, que permitan extrapolar los datos de una parcela a otra..

BIBLIOGRAFIA.

García, D (1981)

Guía para la elaboración e interpretación de resultados de pruebas de riego. Programa Nacional de Pruebas de Riego CENAMAR-SARH. 42 pp.

Martínez E. R. (1980)

Metodología para diseño de riego en surcos con reducción de gasto. Tesis Maestría Centro de Hidrociencias C.P.

Ruvalcaba L.D. (1988)

Uso y manejo del agua de riego en Zacatecas. Seminario de Titulación UACH.

Walker W.R. and Skogerboe G.V.A. (1987)

Surface irrigation. Theory and Practice. Utah state University, 374 p.p.

GODEZAC

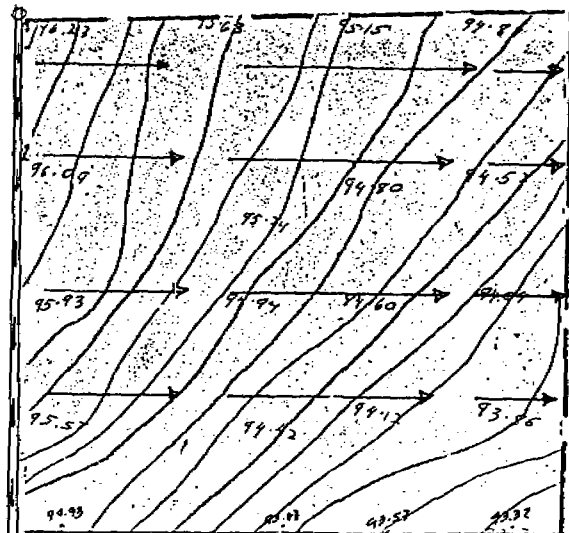
SOLIDARIDAD

SARH

ASISTENCIA TECNICA

DISTRITO: TRESMILLO
 Comunidad: S.P.R. MANZANO
 Propietario: JOSE LUIS NDEZ
 Superficie: 3.98 Ha
 Fazo # 3-B Q 35 I.P.S

CULTIVO: MAIZ
 VARIEDAD: K-311
 DENSIDAD: 20 Kg/Ha
 FECHA DE SIEMBRA: 15 ABRIL
 SEPARACION ENTRE SURCO: 0.90 M
 LONGITUD DE SURCO: 100 M



CRUQUIS PARCELARIO
 TRAZO DEL RIEGO

CLAVE

- CURVA A NIVEL
- DIRECCION DE SURCO
- ACEQUIA
- LINDEROS
- TOMA DE AGUA

AHORRA ENERGIA Y AGUA			
TECNICA DEL RIEGO			
METRO RIEGO	GASTO lps	# SURCO-RELGA	AVANCE EN 24 HR (HA)
SURCOS 1.26/ SUBCO		20-SURCOS	RIEGOS 1,2,6: 2-20-00 RIEGOS 3,4,5: 2-72-00
PROGRAMA DE RIEGO			
Riegos	Lamina (cm)	Tiempo (hr/ha)	Oportunidad del riego
1	10.7	11	ANTIEGO
2	10.7	11	40 DIAS
3	8.0	8	15 DIAS
4	8.0	8	15 DIAS
5	8.0	8	17 DIAS
6	10.7	11	26 DIAS

* NO SE APLIQUE SI LA LLUVIA ACUMULADA FUE MAYOR DE 5 CM.

FERTILIZACION	CONTROL DE INSECTOS	CONTROL DE MALAS RIEBOS
Formula 170-70-23 Aplicacion: N P K Siembra 250 150 00 Kg/ha 1 Escarda 00 00 00 Kg/ha 2 Escarda 250 00 00 Kg/ha * NITRATO DE AMONIO Y SUPER TRIPLE	GUSANO CUGILLERO Al encontrar excremen- ta del gusano en el co- solio APLICAR: DIAZINON GRANULADO 14 # KG/HA GALLINA CIEGA Al encontrar 3 gusanos por metro lineal o al momento de la siembra APLICAR: CARBOFUEN GRANULADO 3 20-30 KG/HA	Mantener al cultivo libre de malezas las primeros 45 dias despues de la siembra

PARA QUE EL FERTILIZANTE SEA TOTALMENTE APROVECHADO RIEGA COMO SE TE INDICA. SUPERVENZA PERIODICAMENTE TU CULTIVO Y AL ENCONTRAR GUSANOS Y/O OTROS INSECTOS APLICA EL PRODUCTO INDICADO

AJUSTES: SI NO TIENE EL AVANCE INDICADO DEL RIEGO:

- 1.- SI CUANTO MENOS, REDUCIR EL NUMERO DE SURCOS O RELGAS.
- 2.- MANTENER LIMPIAS LAS ACEQUIAS; SE HA COMPROBADO QUE DEL 10 AL 20% DEL AGUA SE PIERDE POR EL MAL ESTADO DE LAS ACEQUIAS.
- 3.- CONSULTA A SU TECNICO.

LA EFICIENCIA EN EL USO DEL AGUA EN LOS DISTRITOS DE RIEGO

Enrique Palacios Vélez, Instituto Mexicano de Tecnología del agua

RESUMEN

La eficiencia en el uso del agua en el riego, se integra por varios componentes, considerando las pérdidas de este recurso desde su almacenamiento, conducción y aplicación a las parcelas de los regantes. Es importante conocer como se definen estos componentes, así como la forma en que pueden mejorarse para lograr la optimización de este importante y escaso recurso, en la mayoría de las zonas agrícolas de México.

También deben aclararse algunos enfoques erróneos al estimar estas eficiencias, ya que no siempre el agua que aparentemente se pierde es desperdiciada. Además, en el trabajo se muestra como a veces un pretendido mejoramiento de la eficiencia puede tener efectos negativos en el sistema o subsistemas hidrológicos considerados.

CONCEPTOS

En forma general, se define como eficiencia en el uso del agua, a la relación entre el volumen de agua utilizado con un fin determinado y el volumen extraído o derivado de una fuente de abastecimiento con ese mismo fin.

Expresado en forma funcional se tiene:

$$E_f = \frac{V_u}{V_e} \quad (1)$$

Donde:

- E_f - Eficiencia, adimensional;
- V_u - volumen utilizado, M³;
- V_e - volumen extraído de la fuente de abastecimiento, M³.

Para el caso, se hará referencia a la eficiencia en el uso del agua para riego, por lo que la eficiencia general se puede dividir en varios componentes, siguiendo la propuesta de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje, (citado por Burman Et. Al., 1981). La eficiencia del uso del agua para riego, se puede dividir en tres componentes que son: la eficiencia de almacenamiento, la de conducción y la de riego, propiamente dicha.

La eficiencia de almacenamiento, es la relación entre el volumen que se deriva para riego (V_d), entre el volumen que entra a un vaso de almacenamiento (V_e) para el mismo fin;

$$E_s = \frac{V_d}{V_e} \quad (2)$$

La eficiencia de conducción, es la relación entre el volumen de agua que se entrega a las parcelas para riego (V_p) y el volumen que se deriva de la fuente de abastecimiento (V_d);

$$E_c = \frac{V_p}{V_d} \quad (3)$$

Finalmente, la eficiencia de uso para riego es la relación entre el volumen utilizado por las plantas en el proceso evapotranspirativo (V_u) y el volumen que llega a las parcelas para riego (V_p);

$$E_u = \frac{V_u}{V_r} \quad (4)$$

Es importante señalar que el volumen usado en el proceso de evapotranspiración (V_u), es igual al volumen evapotranspirado por la planta menos el volumen de precipitación efectiva.

El producto de las tres eficiencias es la eficiencia total de uso de agua para la irrigación; (E_i). Expresado en forma funcional se tiene:

$$E_i = E_s E_c E_u \quad (5)$$

Adicionalmente, se maneja el término eficiencia de aplicación del riego, que difiere del de eficiencia del uso del agua para riego; según Israelsen (1963) dicha eficiencia se expresa como:

$$E_a = \frac{V_r}{V_p} \quad (6)$$

Donde V_r es el volumen de agua útil almacenado en la zona de exploración de las raíces de las plantas, V_p es el volumen recibido en la parcela y E_a es la eficiencia de aplicación. También, si se considera que el volumen de pérdidas de agua por escurrimiento vale E y el de percolación D , entonces también se puede expresar esta eficiencia como:

$$E_a = \frac{(V_p - E - D)}{V_p} \quad (7)$$

Para hacer mas claros los conceptos anteriormente descritos, a continuación se presentan algunos ejemplos del cálculo de los diferentes tipos de eficiencias.

EFICIENCIA DE ALMACENAMIENTO

Como ejemplo de la estimación de la eficiencia de almacenamiento, pueden usarse datos del Distrito de Riego del Río Mayo, en Sonora; en este Distrito se tiene información de 34 años de operación de la Presa "Adolfo Ruiz Cortinez", con entradas promedio de 980 Hm^3 y salidas de 830 Hm^3 , por lo que la eficiencia de almacenamiento es de 85%. De los 150 Hm^3 que en promedio anual se han perdido, 100 Hm^3 lo fueron por derrames por el vertedor y otros 50 Hm^3 por evaporación en el vaso, las pérdidas por filtración no son significativas.

Esta eficiencia puede aumentarse en algunos casos, mediante un mejor manejo del vaso de almacenamiento; sin embargo, la mayoría de las veces la baja eficiencia se debe a una falta de capacidad de dichos vasos, para poder regular las variaciones de los caudales que le entran; así en el caso de la Presa anterior, la eficiencia de almacenamiento aumentó cuando su capacidad también aumentó.

EFICIENCIA DE CONDUCCION

Se estima que en promedio en los Distritos de Riego del país se pierde un 40% del agua en la conducción; es decir la eficiencia media de conducción es del orden del 60%. No obstante, debe recordarse que no toda el agua se desperdicia, ya que parte va a los acuíferos y posteriormente puede ser nuevamente aprovechada;

sin embargo, en los Distritos costeros, la mayor parte del agua perdida se va hasta el mar, sin que sea posible su utilización.

Las pérdidas en conducción pueden subdividirse de acuerdo a su origen en : a) por infiltración; b) por evaporación; c) por fugas en las estructuras en mal estado; y c) por manejo del agua en la red de distribución.

- a) -Las pérdidas por infiltración se producen principalmente en los cauces naturales de las corrientes y en los canales no revestidos; sin embargo, en algunos casos de revestimientos agrietados o con mampostería en mal estado, también pueden ser de mucha importancia. El monto de estas pérdidas es variable, destacando el caso de los canales no revestidos, construidos en suelos permeables, donde pueden ser de mucha consideración.
- b) -Las debidas a la evaporación son relativamente menores que las de infiltración; sin embargo, en muchos distritos de riego el área expuesta a la evaporación en los cauces naturales o canales con diques, puede ser grande y en consecuencia las respectivas pérdidas por evaporación de importancia.
- c) -Las fugas por las estructuras, en la actualidad son muy importantes en la mayoría de los Distritos de riego debido al mal estado en que se encuentran. En efecto, en muchas compuertas radiales sobre desfuegos de canales principales y de laterales cerrados que no se utilizan en un momento dado, el agua que se fuga por el mal estado de los sellos o por las perforaciones que se han producido debido a la corrosión del fierro por falta de conservación, puede representar un porcentaje considerable del agua conducida.
- d) -Las pérdidas por manejo se producen durante la distribución del agua, por causas atribuibles a errores del manejo del sistema. Como en la mayoría de los Distritos de riego el agua se distribuye de acuerdo a la demanda, es necesario hacer un programa para solicitar el agua de las fuentes de abastecimiento; en estos programas se consideran factores de pérdida que varían de acuerdo al estado de la red de distribución, sin embargo lo más común es que se consideren constantes y mayores que los reales, lo que propicia desperdicios, ya que que se solicitan volúmenes mayores que los necesarios. Otros factores que inciden en estas pérdidas, son el aprovechamiento deficiente de los volúmenes almacenados en los vasos de los canales de riego y las variaciones en carga sobre las compuertas que también propician desperdicios de agua en la red.

Para hacer más objetiva la explicación sobre las pérdidas descritas, puede continuarse con el ejemplo del Distrito de Riego del Río Mayo en Sonora. En este Distrito se llevó al cabo un minucioso estudio sobre la eficiencia en el uso del agua (Palacios, 1976), en base al cual pueden explicarse las metodologías utilizadas para la estimación de los diferentes componentes de dichas pérdidas.

Para evaluar los componentes de las pérdidas de conducción, se efectuaron muestreos con infiltrómetros y evaporímetros sobre varios tipos de canales, se utilizaron los datos de los informes de distribución de aguas, en los que se presentan las pérdidas mensuales por tramos de canales; también se muestrearon las pérdidas por fugas en estructuras y se realizaron aforos en diferentes tramos de canales para afinar la información obtenida en la muestra con los infiltrómetros, la que se expandió con el apoyo del estudio agrológico.

Para evaluar las pérdidas por manejo, se utilizó la metodología desarrollada por Palacios (1972), mediante el análisis de los caudales extraídos de la presa y los servidos durante 311 días de operación, utilizando la técnica de regresión. La metodología referida, permite evaluar los componentes de las pérdidas, mediante el uso de un modelo lineal que explica la relación entre los caudales extraídos de la presa (Q_e) y los servidos a nivel de parcela, (Q_s , suma de todas las entregas), de manera que:

$$Q_e = B Q_s + A \quad (8)$$

Donde A y B son los parámetros de la ecuación con un significado específico. Se demuestra que B es mayor que la unidad (demostración por métodos estadísticos) y fácilmente se entiende que A es un caudal de pérdida. Si no existieran pérdidas por manejo, B sería igual a la unidad, pero conforme estas crecen, el valor de B también lo hace; por lo tanto, si B es mayor que la unidad, puede representarse como: $B = 1 + k$; donde k es una fracción positiva, luego la ecuación (7) también se puede expresar como:

$$B = Q_s + (k Q_s + A) \quad (9)$$

Donde los valores en el paréntesis representan las pérdidas de conducción en dos componentes. El primer componente, $k Q_s$, son pérdidas relacionadas con el manejo, en cambio A representa las pérdidas más o menos constantes en la red o las intrínsecas.

En general, las pérdidas por manejo se relacionan con las variaciones de los caudales. Efectivamente, B es la pendiente en la ecuación de la línea recta (7) y se demuestra que también se puede representar como:

$$B = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} R \quad (10)$$

Donde:

- B - coeficiente de regresión del modelo;
- σ_e - desviación estandar de las extracciones;
- σ_s - desviación estandar de los caudales servidos;
- R - coeficiente de correlación entre Q_e y Q_s .

Bajo el supuesto de que R es un valor muy cercano a la unidad si los errores en los aforos son normalmente distribuidos y con media cero, entonces si $B > 1$ se tiene que $\sigma_e > \sigma_w$; es decir la variación en los caudales extraídos es mayor que la de los caudales servidos; esta diferencia se debe principalmente a los errores en el manejo a los cuales ya se ha hecho mención.

Para el caso analizado, la ecuación encontrada fue:

$$Q_e = 1.245 Q_s + 6.7 \quad (11)$$

con un coeficiente de correlación de 0.97; luego el componente de las pérdidas de manejo vale 0.245 Q_s . Durante el ciclo analizado los valores medios de los caudales fueron:

$$Q_e = 32 \text{ M}^3/\text{seg} \quad \text{y} \quad Q_s = 20.3 \text{ M}^3/\text{seg}$$

La eficiencia de conducción es: $E_c = 20.3 * 100 / 32 = 63.5\%$ y las pérdidas por manejo valen aproximadamente 5 M^3/seg . Expresadas en porcentajes, las pérdidas intrínsecas representan el 57% y las de manejo el 43% de las totales, que para el caso son de 11.7 M^3/seg .

Para el año analizado, el volumen total extraído de la presa fue de 860 Hm^3 , el servido 545 Hm^3 , las pérdidas totales de conducción de 315 Hm^3 , divididas en 180 Hm^3 de intrínsecas y 135 Hm^3 por manejo.

Por otra parte, los muestreos permitieron estimar los componentes de las pérdidas intrínsecas según el cuadro No 1 anexo:

Cuadro No 1 DISTRIBUCION DE LAS PERDIDAS DE CONDUCCION EN EL D.R. RIO MAYO, SON

TIPO DE PERDIDAS	P E R D I D A S	
	Hm ³	%
EVAPORACION	42.7	13.6
INFILTRACION	102.4	32.5
FUGAS	33.4	10.6
MANEJO	136.5	43.3
TOTAL	315.0	100.0

EFICIENCIA DEL USO DEL AGUA PARA RIEGO

Para evaluar la eficiencia en el uso del agua para riego, es necesario conocer el volumen de agua que consumen las plantas en el proceso evapotranspirativo y la cantidad de precipitación que puede ser aprovechada en dicho proceso. Estimar estos componentes es muy difícil, debido a la cantidad de factores del clima, del suelo y de las plantas que influyen.

Una función que permite evaluar dicha eficiencia, bajo el supuesto de que no hay aportación de agua del manto freático es:

$$Eu = \frac{Et + Rl - Pe}{Lr} \quad (12)$$

Donde:

Et - Lámina de evapotranspiración real, mm;
 Rl - lámina de requerimiento de lavado, mm;
 Pe - precipitación efectiva, mm;
 Lr - lámina de riego aplicada, mm.

Desafortunadamente no hay medios satisfactorios para estimar los requerimientos de lavado agregados, cuando se consideran muchas parcelas con diferentes condiciones de afectación; tampoco es fácil estimar la evapotranspiración real de los cultivos, ni la precipitación efectiva.

No obstante, Palacios (1989) describe un método que permite hacer una estimación aproximada si se dispone de suficiente información de estadísticas de siembras, datos meteorológicos, de suelos y de los cultivos establecidos.

Uno de los principales problemas a resolver, es como calcular la evapotranspiración real de los cultivos establecidos en un Distrito de riego, ya que los procedimientos disponibles solamente permiten estimar la evapotranspiración máxima, es decir cuando el cultivo no sufre por falta de agua en el suelo. Este método supone que puede estimarse la reducción de la evapotranspiración máxima, considerando que dicha reducción es proporcional a la relación número de riegos aplicados a número de riegos necesarios; por lo tanto, si para un tipo determinado de cultivo que se desarrolla en un suelo de características conocidas, se conoce el número de riegos que se aplicó y el necesario para que logre la máxima evapotranspiración, es posible estimar la evapotranspiración real; esto es:

$$Et = Et_x \frac{Nr_a}{Nr_x} \quad (13)$$

Donde:

Et - evapotranspiración real, mm;
 Et_x - evapotranspiración máxima, mm;
 Nr_a - número de riegos aplicados;
 Nr_x - número de riegos requeridos.

En todo caso Et_x deberá ser mayor o cuando menos igual a Et. Por otra parte, al calcular el requerimiento de riego agregado para todo el Distrito, es necesario considerar que las fechas en las que se van estableciendo los cultivos varían, en un intervalo de tiempo que puede ser de varias semanas e incluso meses.

Este método, cuya aplicación se facilita utilizando un programa de cálculo para una computadora personal, requiere de bastante información, la cual no siempre está disponible; sin embargo, en el Distrito de Riego del Río Mayo fue posible obtenerla para varios años, con lo cual se estimó dicha eficiencia en un valor aproximado del 75%.

Al llevar al cabo este análisis se detectó que algunos cultivos se lograban con una lámina mínima de riego y consecuentemente muy pocos riegos. Comparando sus rendimientos con los esperados de funciones de respuesta específicas de dichos cultivos, no había una correspondencia, por lo que se sospechó que estaban tomando agua de los mantos freáticos. Con base en los resultados esperados según las mencionadas funciones, se dedujo el probable volumen de agua utilizado del subsuelo, estimándose que de las pérdidas totales, por lo menos un 6.4% se reusaba.

En el cuadro No 2, se resumen las pérdidas totales calculadas en el distrito de riego del Río Mayo, sobre la base de un volumen total derivado de 860 Hm³, como las pérdidas aparentes son de 451 Hm³, representan el 52% y por lo tanto la eficiencia total, sin considerar la de almacenamiento es de 48% y considerando la corrección por el reuso, dicha eficiencia sube a 51%.

Cuadro No 2. RESUMEN DE PERDIDAS (Hm³)
DISTRITO DE RIEGO RIO MAYO, SON

TIPO DE PERDIDA	VOLUMEN	% DEL TOTAL
CONDUCCION	315	69.84
USO EN RIEGO	136	30.16
TOTAL	451	100.00
REUSO	-29	-6.43
TOTAL CORREGIDO	422	93.57

EFICIENCIA DE APLICACION

Finalmente, para el cálculo de esta eficiencia, es necesario hacer mediciones directas en la parcela, en relación con las entradas y salidas de agua para poder estimar los diferentes componentes de la función (7). A continuación se muestra un ejemplo de cálculo de este tipo de eficiencia.

En una parcela de 2.26 ha de superficie, se han instalado medidores tipo Parshall, a la salida de la toma de riego, a la entrada de la parcela y en el desagüe. Los resultados de las mediciones después de 6 horas y 45 minutos de riego son:

Volumen bruto de entrada a la parcela	2430 M ³
Pérdidas en 200 m de regadera	97 "
Volumen neto de entrada	2333 "
Volumen medido en el desagüe	673 "
Volumen infiltrado en la parcela	1660 "
Lámina bruta entregada en toma	0.107 M
Lámina neta infiltrada	0.073 M

Como se estima que la lámina neta necesaria para humedecer el suelo hasta la profundidad de exploración radical es de 0.065 M, entonces la lámina percolada será de 0.08 M, por lo tanto la eficiencia de aplicación será de:

$$E_a = \frac{0.065}{0.107} \approx 0.61$$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la evaluación de eficiencias sobre el uso del agua en grandes sistemas de riego, es relativamente fácil cometer errores al considerar que toda el agua estimada como pérdida se desperdicia; sin embargo, en muchos casos una parte de ésta puede ser nuevamente aprovechada, ya sea dentro del mismo sistema o en uno vecino aguas abajo. En el caso analizado del Distrito del Río Mayo en Sonora, se ha visto que algunos cultivos reusan el agua percolada al manto freático, en otros casos el agua escurrida también se puede aprovechar en parte. En general en los sistemas costeros es más difícil reutilizar el agua, debido al cercano desfogue al mar; sin embargo, en los sistemas interiores los desperdicios se reducen significativamente.

Por otra parte, al considerar acciones con el fin de mejorar la eficiencia en la utilización del agua, debe tenerse el cuidado de observar si dichas acciones no tienen efectos nocivos en otras partes del sistema. Por ejemplo, en la Región Lagunera durante la rehabilitación del Distrito de Riego, a fines de la década de los años sesentas, se consideró la necesidad de revestir la mayoría de los canales de riego para reducir las pérdidas por infiltración que eran considerables, esto tuvo como efecto la reducción de la recarga al acuífero.

Los abatimientos de los niveles de bombeo observados antes de 1970, eran del orden de los 80 cm anuales; después de la rehabilitación dichos abatimientos de incrementaron a 180 cm por año, con el consecuente incremento de los costos, así como una aceleración del agotamiento del acuífero. De esto se concluye la conveniencia de analizar cuidadosamente las implicaciones económicas, ecológicas y sociales de las acciones que se lleguen a tomar cuando se pretenda mejorar la eficiencia en el uso del agua.

REFERENCIAS

- Burman R.D., P.R.Nixon, J.L.Wright y W.O.Pruitt (1981) "Water requirements" en Design and Operation Farm Irrigation Systems, Editor M.E. Jensen. ASAE. St. Joseph, Michigan.
- Israelsen O.W. (1963), Principios y Prácticas de Riego, Editorial Reverté, S.A. Barcelona.
- Palacios V.E. (1972) "Técnicas para la evaluación y mejoramiento de la operación de los distritos de riego". Tesis de Maestría, Colegio de Postgraduados. Chapingo, Méx.
- Palacios V.E. (1976) "Strategies to improve water management in Mexican Irrigation Districts: A case study in Sonora". Tesis Doctoral, The University of Arizona. Tucson, Az.
- Palacios V.E. y Exebio G.A. (1989) Introducción a la Teoría de la Operación de Distritos y Sistemas de Riego. Edit. Colegio de Postgraduados. Montecillo, Méx.

HIDROMETRIA PARA CANALES.

Claudio García M., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Paseo Cuauhnáhuac # 8532, Jiutepec; Morelos.
Tel: (9173)-19-4299.

RESUMEN:

La regulación hidrométrica en canales es una condición básica para el uso eficiente del agua.

Se conocen numerosos medios para medir el agua en canales, siendo los vertedores los más utilizados. Sin embargo existen otras obras más sencillas, económicas y precisas que han sido poco usadas en México.

Este trabajo muestra las características técnicas, el modo de empleo y algunas recomendaciones de uso para reguladores con aditamento hidrométrico KRASNOV y reguladores con aditamento hidrométrico DIAFRAGMA.

1. INTRODUCCION.

En aquellos países con economías básicamente agrícolas, en donde existe una planificación de los recursos naturales y una política adecuada de uso eficiente del agua, se hace prioritario medir el agua que se utiliza en los sistemas de riego, pues generalmente ésta ocupa aproximadamente el 75 % de los recursos hídricos del país. Gran parte de este volumen de agua se transporta a través de canales.

Usualmente, para medir la velocidad del agua que circula por un canal, suelen construirse vertedores, de los cual se ha escrito mucho y existe una gran variedad de los mismos. Sin embargo existen obras hidrométricas de origen soviético que en la mayoría de los casos resultan ser más económicas, sencillas y de fácil operación.

Este trabajo recoge la experiencia del autor en cuanto al diseño y la construcción de Reguladores con Aditamento Hidrométrico Krasnov y Diafragma, en algunas arroceras de la República de Cuba.

2. CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS REGULADORES CON ADITAMENTO HIDROMETRICO (RAH).

La medición del agua en los sistemas de riego, se realiza mediante una red de estaciones hidrométricas, obras hidráulicas calibradas, dispositivos hidrométricos en redes abiertas, cerradas o soterradas, que serán colocados en el sistema de acuerdo a un esquema determinado, capaz de regir y garantizar la medición en todos los puntos de distribución.

Los reguladores con aditamento hidrométrico deberán cumplir con las siguientes condiciones:

- 1.- Los RAH se utilizan en sistemas de canales, con gastos inferiores a $10 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- 2.- El aditamento hidrométrico (AH) se instala aguas arriba de una obra hidrotécnica (compuertas, muro divisorio, alcantarillas, etc.) y se utiliza para medir gastos en tránsito.
- 3.- La sección transversal del AH puede ser circular, rectangular o cuadrada, dependiendo de las condiciones concretas de la obra hidrotécnica.
- 4.- Estos deben estar previstos de los medios necesarios para ser equipados con dispositivos automatizados de medición de nivel y velocidad del agua.

5.- No deben ser afectados por el régimen de flujo, partículas flotantes, azolves a la entrada de la obra o la magnitud de la abertura de una compuerta.

6.- Deben provocar un pequeño remanso aguas arriba de ellos que garantice que trabajen sumergidos.

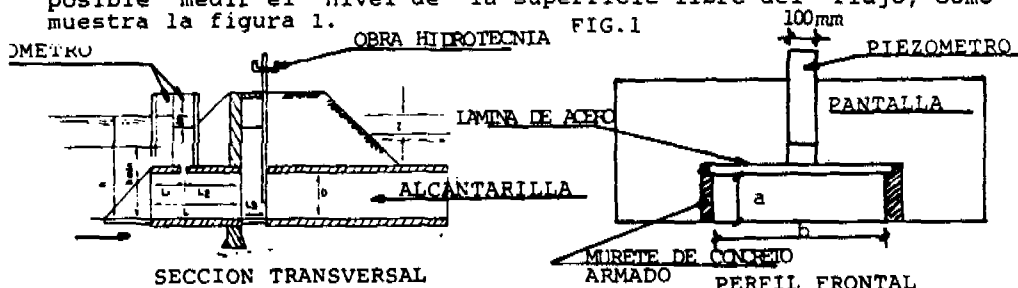
7.- No deben disminuir la capacidad de conducción del canal en más de un 5 a 10 %

8.- Es recomendable instalarlos en obras hidrotécnicas cuya sección sea perpendicular a la dirección del flujo y en corrientes con bajas velocidades.

9.- Deben contar con una precisión superior al $\pm 5\%$

3. REGULADOR CON ADITAMENTO HIDROMETRICO KRASNOV.

El RAH Krasnov, es una obra hidrométrica que debe estar instalada en un canal, preferiblemente a la entrada de una compuerta reguladora. El mismo consiste de una o varias cajas de sección rectangular que trabajan sumergidas en el flujo y en las cuales se mide el nivel de aguas mediante el empleo de un piezómetro, además están provistas también de otro piezómetro, en donde es posible medir el nivel de la superficie libre del flujo, como muestra la figura 1.



El principio de funcionamiento del RAH Krasnov se basa en la ecuación del orificio.

$$Q = A \times C \times \sqrt{(2g \times \Delta h)} \dots \dots \dots (1)$$

Donde:

- Q : Es el gasto registrado por el AH, en m³/seg.
- A : Es el área de la sección transversal del AH, en m²
- A = a x b
- C : Es el coeficiente de gasto del AH, depende de las dimensiones de éste.
- g : Es la aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg².
- Δh: Es la diferencia de niveles entre los dos piezómetros del AH, en m.

El AH crea un aumento de la carga hidráulica (Δh) al circular el agua a través de su túnel conductor de área conocida, si a su vez también conocemos el coeficiente de gasto, todo se reduce a medir el valor de Δh , para de esta forma obtener el valor del gasto.

3.1. Diseño.

Se recomienda la siguiente metodología para realizar la proyección de RAH Krasnov:

1.- Es necesario conocer la siguiente información:

- a.- Caudal máximo a medir en el canal. ($Q_{\text{máx}}$)
- b.- Caudal mínimo a medir en el canal. ($Q_{\text{mín}}$)
- c.- Geometría y dimensiones de la sección transversal del canal.
- d.- Nivel máximo y mínimo del agua en el canal.

2.- Con la información anterior se procede a calcular la cantidad de dispositivos AH que son necesarios construir, mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$Q_{\text{máx}}/Q_{\text{mín}} = 4 \dots\dots\dots (2)$$

Esta expresión se fundamenta en el gasto mínimo que pueda registrar el RAH Krasnov, teniendo en cuenta que éste debe estar sumergido bajo cualquier condición. Además se encuentra limitado por la sensibilidad del dispositivo de medición, que implica lo siguiente:

- Para mediciones automáticas, Δh debe ser mayor de 2 cm.
- Para mediciones manuales, Δh debe ser mayor de 4 cm.

Lo anterior se debe a que dentro de los piezómetros, para casi todas las condiciones de flujo, existirá una fluctuación del nivel y con Δh menores a los señalados la precisión de las lecturas no será la admisible ($\pm 5\%$).

Si la condición de caudal máximo/mínimo no se cumple será necesario construir tantos AH como sea necesario, dividiendo el gasto en partes iguales para cada aditamento.

3.- Se calcula el área de la sección transversal del aditamento teniendo en cuenta que la relación:

$$1 \leq b/a \leq 2 \dots\dots\dots (3)$$

Donde:

- a: Es la altura de la sección transversal del AH, en m.
- b: Es el ancho de la sección transversal del AH, en m.

Esta relación se fundamenta en el hecho de que el investigador Akif Aliexpierov (Ref. 1), realizó mediciones con el objeto de determinar el coeficiente de gasto de los RAH Krasnov, en función de la geometría de su sección transversal, publicando una tabla en donde se exponen éstos para una relación similar a la 3.

Es recomendable utilizar una relación:

$$b = 1.5 a \dots\dots\dots (4)$$

Esto se debe a que para esta relación se conoce una expresión para determinar el coeficiente de gasto (C):-

$$C = 0.57 + 0.08 (L_1/a) \dots\dots\dots (5)$$

Donde:

L_1 : Es la distancia desde la boca del AH, hasta el centro geométrico del orificio del piezómetro, en m.

4.- Se calculan el resto de las características geométricas del RAH, utilizando las siguientes expresiones:

$$L = (1.5 a 3) a \dots\dots\dots (6)$$

$$L_1 = 0.5 a \quad \text{para } Z < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots (7)$$

$$L_1 = (1.5 a 2) a \quad \text{Para } Z \geq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots (8)$$

Para la expresión 8 se recomienda que $L_1 = 1.5 a$, por la misma razón que se hace la recomendación en el caso de la expresión 4.

$$L_2 = (L - L_1) \geq a \dots\dots\dots (9)$$

Donde:

- L : Es la longitud total del AH, en m.
- L_2 : Es la distancia entre el centro del orificio del piezómetro y la salida del AH, en m.
- Z : Es la diferencia de niveles aguas arriba y aguas abajo de la obra, se debe garantizar que $Z \geq 25$ cm.

5.- Se determina el coeficiente de gasto C, utilizando la expresión (5), en aquellos casos en que se cumpla con las características geométricas requeridas o se utilizan la tablas que se encuentran publicadas (Ref. 1).

6.- Se construye un gráfico de Q vs Δh , utilizando la ecuación 1, para:

$$3 \text{ cm} \leq \Delta h \leq 75 \text{ cm} \dots\dots\dots (10)$$

Para de este modo facilitar la operación del RAH Krasnov.

3.2. Características constructivas.

Con el objetivo de economizar y hacer más práctica la construcción de la obra hidrométrica, se brindan las siguientes sugerencias:

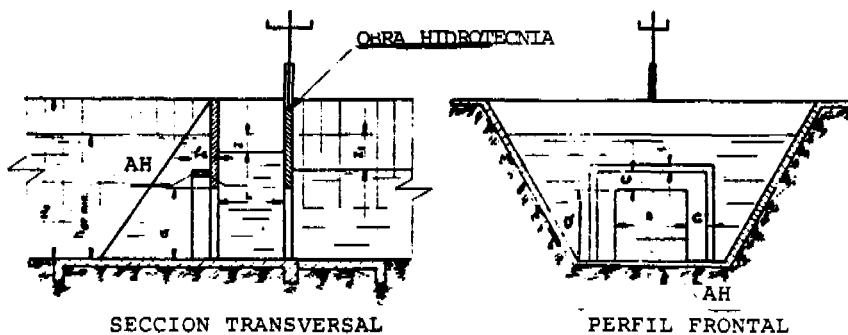
- 1.- Las paredes del regulador se construirán de concreto armado con una resistencia de 75 kg/cm^2 .
- 2.- El techo de la obra podrá construirse de acero con un espesor de 5 mm, el mismo se anclará a las paredes de la obra.
- 3.- Los piezómetros se construirán de acero, con una longitud 50 cm mayor que la altura desde el fondo del canal hasta la corona de los diques y un diámetro de 100 a 120 mm.
- 4.- La carga de agua mínima en el canal deberá ser mayor a 13 veces el valor de a , para de esta forma garantizar que la obra trabaje sumergida para todas las condiciones de flujo.

En experiencias con obras similares a ésta, construidas en Cuba entre los años 1986-89, se considera un costo por obra en estas fechas, de aproximadamente 500 a 800 \$ USD, en función de sus dimensiones.

4. REGULADORES CON ADITAMENTO HIDROMETRICO DIAFRAGMA (RAD).

Esta obra consiste en un muro perpendicular a la dirección del flujo, que corta la circulación de éste, con un dispositivo que representa un aditamento muy corto, construido en forma de un borde alrededor del orificio cuadrado o rectangular del diafragma, en la parte delantera de la pantalla, como se muestra en la figura 2.

FIG. 2



Su principio de funcionamiento es similar al del RAH Krasnov y se rige por la ecuación de un orificio (1).

4.1. Diseño.

El cálculo hidráulico del RAD, consiste en la determinación de las dimensiones del orificio en la pared de contención. Este cálculo depende del gasto de la obra y de la profundidad de agua en el canal

Se recomienda la siguiente metodología para realizar la proyección del RAD:

1.- Es necesario conocer la siguiente información:

- a.- Caudal máximo a medir en el canal. ($Q_{\text{máx}}$)
- b.- Caudal mínimo a medir en el canal. ($Q_{\text{mín}}$)
- c.- Geometría y dimensiones de la sección transversal del canal.
- d.- Nivel máximo y mínimo del agua en el canal.

2.- Se calcula el área del aditamento, para el gasto máximo, utilizando la siguiente expresión:

$$A = Q / (C \sqrt{2g Z})$$

Donde:

- A : Es el área de la sección transversal del RAD en m^2
 $A = a \times b$
- C : Es el coeficiente de gasto del AH, depende de las de las dimensiones de éste. Ver tabla 1.
- g : Es la aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg^2 .
- Z : Es la diferencia ente el nivel normal aguas arriba y el nivel máximo aguas abajo del regulador, en m.

Tabla 1. Coeficientes de gasto para RAD.

Relación geométrica a/b	Coficiente de Gasto C
1	0.75
2	0.72
3	0.60

4.2. Características constructivas.

1.- La pantalla del RAD debe construirse estructuralmente como un muro de contención, previendo avenidas máximas.

2.- El RAD trabaja sumergido, con una carga mínima de agua sobre el aditamento de 1.6 a.

3.- El flujo debe ser subcrítico, o sea $Fr < 1$. Para lograr esto

el RAD debe ubicarse dentro de las paredes laterales de una obra hidrotécnica reguladora.

4.- El diapasón de gastos para el RAD debe ser:

$$Q_{\text{máx}}/Q_{\text{mín}} \leq 5 \dots\dots\dots (11)$$

5.- El borde fino alrededor del aditamento se construye a una distancia $C = 2a$ de la orilla del orificio.

6.- El ancho del borde del aditamento es $L_d = 0.25a$ y el espesor de éste es $t \geq 0.05a$.

5. BIBLIOGRAFIA.

1. Aliexpierov, A. et al., (1986)
Recomendaciones para el cálculo de proyectos y la correcta explotación de las obras hidrométricas mas divulgadas en la red interna de riego en las empresas agropecuarias., La Habana, Cuba. Ministerio de la Agricultura. Dirección Nacional de Riego y Drenaje. 6-37 pp.
2. García, O., Shauskin V., (1985)
Hidrometría de explotación en sistemas de riego., La Habana. Cuba. Ministerio de la Agricultura. 73-75 pp.
3. Jamadov, N., Butirin, M., (1975)
Hidrometría de explotación., Moscú. URSS., Kolos.
4. Butirin M., Klenchuk. A., (1982).
Medios hidrométricos que se usan en hidrometría. Moscú, URSS., Kolos

DISEÑO POR COMPUTADORA DE AFORADORES DE GARGANTA LARGA

Dr. Polioptro Martínez Austria
Ing. Jorge Castillo González
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532 Progreso, Mor.
62550 México

RESUMEN

Frente a la necesidad de lograr un incremento en la eficiencia en el uso del agua de riego, en México se han tomado diversas medidas, una de las cuales es la instauración de la dotación volumétrica a los usuarios de los sistemas de riego, lo que en conjunto con otras acciones permitirá un mejor control del agua empleada.

El control y medición de los volúmenes servidos en los distritos de riego supone el contar con estructuras aforadoras dotadas con totalizadores, de las cuales existen muy pocas actualmente.

Ante la urgencia y magnitud de las necesidades de estructuras de medición, los aforadores de garganta larga son probablemente la mejor opción: son muy exactos, poseen una geometría sencilla, se adaptan a muy variadas condiciones de gasto y geometría del canal y producen pocas pérdidas de energía. Adicionalmente, pueden calibrarse analíticamente, lo que supone importantes ahorros en calibraciones en campo.

No obstante, el diseño de estos aforadores y su calibración analítica no son una tarea fácil: la calibración supone la solución de ecuaciones diferenciales del flujo y de la capa límite, y deben probarse varias alternativas antes de obtener un diseño satisfactorio.

Para evitar las dificultades citadas, se ha desarrollado un programa de computadora, que permite estudiar opciones de diferentes geometrías, analizar los efectos sobre el flujo en el canal, y calcular y dibujar curvas de calibración, entre otras opciones. En este artículo se presentan la metodología, técnicas, criterios y ecuaciones empleadas en el programa, se describe su operación y se presentan los resultados de su validación en laboratorio y campo.

1. ANTECEDENTES

Uno de los mayores problemas en sistemas de riego por gravedad es la baja eficiencia en el uso del agua de riego. Una medida indispensable para disminuir el desperdicio e inducir su uso más eficiente entre los agricultores, es la medición de los volúmenes de agua servidos.

En México, con la instauración de la dotación volumétrica, una medición precisa del volumen del agua de riego es no sólo conveniente por razones técnicas, sino necesaria para el control y cobro de las citadas dotaciones.

Por otra parte, por razones diversas, en los sistemas de riego mexicanos hay actualmente un número muy reducido de estructuras aforadoras. Si se contrasta este hecho con la gran área existente bajo riego -alrededor de 6 millones de hectáreas-, se tendrá una idea de la magnitud de las necesidades actuales de aforo.

Ante esta problemática, se decidió el empleo de una estructura aforadora versátil, de bajas pérdidas de carga y para la que no fuese necesaria la calibración en campo. La estructura elegida fueron los aforadores de garganta larga.

Los aforadores de garganta larga pueden calibrarse analíticamente, sin embargo el procedimiento no es sencillo, sobre todo considerando que deben emplearse ecuaciones de capa límite. Esta característica, aunada a las necesidades del proceso de diseño, condujo a la elaboración de un programa de computadora para asistir el diseño, cuya presentación es el propósito de este artículo.

2. AFORADORES DE GARGANTA LARGA

Los aforadores de garganta larga son aforadores de sección crítica, en los cuales el flujo crítico se produce mediante una contracción: en las paredes laterales, en el fondo, o en ambos, como se muestra en la figura 1.

La sección contracta se denomina "garganta", y debe tener una longitud suficiente para que en ella las líneas de corriente sean prácticamente paralelas. En este sentido es que se denominan de "garganta larga".

Los aforadores de garganta larga tienen, según Bos et al (1986) las siguientes ventajas:

- Si ocurre el régimen crítico dentro de la sección de garganta, es posible calcular la curva de calibración con un error no mayor del 2%.
- Pueden lograrse diseños en los que es posible medir con gran exactitud el rango completo de caudales esperados.
- Las pérdidas de carga son mínimas.
- La pérdida de carga que ocurrirá con el aforador, puede estimarse con gran exactitud.
- Se tienen pocos problemas ocasionados por materiales flotantes, debido a que las transiciones de entrada y salida son graduales.
- Estos aforadores son, en la mayoría de los casos, los más sencillos y económicos.

Los aforadores de garganta larga, de los cuales los vertedores de cresta ancha son un caso especial, han sido usados con éxito desde hace varios años (ver Ackers et al, 1980).

Debido a que el flujo en la sección crítica es muy inestable, el tirante debe medirse en una sección aguas arriba del aforador, donde el flujo es subcrítico, y la superficie libre es estable. La sección de medición se ubica aguas arriba de la transición de entrada al aforador.

3. CALIBRACION NUMERICA

Los aforadores de garganta larga, como se ha dicho, pueden ser calibrados numéricamente, integrando el perfil del flujo hacia aguas arriba, y calculando las pérdidas de energía con ecuaciones de capa límite, Replogle (1975).

La curva de calibración es, básicamente, una relación única tirante-gasto en la sección de medición. Debido a que la sección de medición se encuentra aguas arriba de la garganta, es necesario el cálculo del perfil de la superficie libre desde la sección crítica hasta la de aforo.

El cálculo del perfil de la superficie libre procede resolviendo la ecuación de la energía o de Bernoulli, unidimensional, entre dos secciones cercanas, partiendo de la sección crítica en la cual el tirante es conocido para cada gasto.

La ecuación de Bernoulli entre dos secciones cualquiera resulta:

$$Y_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = Y_2 + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + \Delta Z + H_f \quad (1)$$

Donde:

y = tirantes (m)

H_f = pérdida de carga

u = velocidades

g = aceleración de la gravedad

Δz = cambio en el nivel ...

Y para la primera sección, denotando con el subíndice c la sección crítica:

$$Y_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = Y_c + \alpha_c \frac{U_c^2}{2g} + \Delta Z + H_f \quad (2)$$

En la sección crítica se cumple:

$$Q = \sqrt{\frac{gA_c^3}{T_c \alpha_c}} \quad (3)$$

donde: Q = Gasto
 Ac = Area critica
 Tc = Ancho de la superficie en la sección critica

El cálculo comienza a la salida de la garganta, donde ocurre la sección critica, donde por la ecuación 3 se conoce la condición de frontera. Utilizando la ecuación 2 se calcula el tirante una sección aguas arriba, separada una distancia Δx. Generalizando este procedimiento con la ecuación 1 se calcula el tirante hasta la sección de aforo.

En las ecuaciones anteriores se desconocen las pérdidas de energía Hf. Para calcularlas, no es suficiente el uso de ecuaciones empíricas de fricción, como las de Manning o Chezy. Es necesario el empleo de ecuaciones de capa limite.

De acuerdo a la teoría de capa limite, la pendiente de fricción se puede expresar como:

$$S_f = C_f R^{-1} \frac{U^2}{2g} \quad (4)$$

donde: S_f = Pendiente de fricción
 R = Radio hidráulico del escurrimiento
 C_f = Coeficiente de fricción
 U = Velocidad media del flujo en la sección considerada

si se considera que S_f = H_f/L, entonces la pérdida de carga puede expresarse como:

$$H_f = C_f R^{-1} L \frac{U^2}{2g} \quad (5)$$

En esta ecuación debe aún evaluarse el coeficiente C_f, que es función de la rugosidad y del número de Reynolds. Para capa limite laminar (R_x < 10,000), puede utilizarse la solución de Blasius:

$$C_f = \frac{1.328}{R_x^{1/2}} \quad (6)$$

donde R_x es el número de Reynolds de la capa limite:

Para capa limite turbulenta, lisa o en transición, Schlichting (1960) recomienda:

$$\frac{0.544}{\sqrt{C_f}} - 5.67\sqrt{C_f} + 0.638 + \ln\left(\frac{1}{R_x C_f} + \frac{1}{4.84 \frac{x}{k} \sqrt{C_f}}\right) = 0 \quad (7)$$

donde k es la rugosidad absoluta de las paredes.

La solución de la ecuación 7 procede con un método iterativo.

4. PROGRAMA DE DISEÑO

Utilizando diversos algoritmos numéricos, se elaboró un programa para microcomputadora. El programa resuelve las ecuaciones antes descritas para el rango de diseño del aforador, obteniéndose curvas de calibración. El programa posee varias otras opciones, todas ellas encaminadas a facilitar el diseño de las estructuras de aforo.

En la figura 2 se muestra el menú de datos y de opciones del programa de diseño de aforadores. Las opciones de que dispone el programa son las siguientes.

F1. Cálculo de tirante máximo y ver remanso.- Con esta opción se calcula el tirante máximo que se puede presentar aguas arriba del aforador, considerando que éste es el tirante normal del canal de llegada. En esta misma opción se puede calcular, y ver gráficamente, el remanso ocasionado por el aforador hacia aguas arriba del canal.

F2. Recomendación.- Esta opción propone dimensiones de escalón plantilla y longitud de garganta, así como de la ubicación de la sección de medición. El criterio para dimensionar es el de buscar el escalón más alto posible por el que pueda pasar el gasto máximo, sin rebasar el tirante máximo del canal de llegada (que se da como dato o se calcula con la opción F1).

F3. Ver tabla de calibración.- Con esta opción se visualizan en una tabla la curva de calibración, es decir la relación gasto-tirante, en los intervalos especificados en el cálculo. En esta tabla se incluyen también los valores del número de Froude, la relación carga/longitud de garganta, que es útil para diseño, la pérdida de carga, el límite modular y los tirantes máximos en el canal de salida que permiten el desarrollo de flujo crítico en la garganta.

F4. Ver croquis del aforador.- Con esta opción se obtiene en pantalla un croquis del aforador, con la nomenclatura utilizada en el programa.

F5. Realizar cálculos.- Una vez propuesta una geometría, con esta opción se ejecutan los cálculos de la curva de calibración del aforador.

F6. Recuperar datos.- Con esta opción se recuperan los datos de un aforador, almacenados previamente con la opción F8, sin la necesidad de introducirlos desde teclado.

F7. Impresión de resultados.- Se obtiene una copia en papel de la tabla de calibración, así como de la gráfica de esta curva.

F8. Almacenar datos.- Con esta opción se almacenan en un archivo, con el nombre deseado por el usuario, los datos geométricos del aforador que se diseña, para ser reutilizados en otra ocasión, sin tener que reescribirlos nuevamente.

F9. Ver tabla de calibración.- Con esta opción se dibuja en pantalla la gráfica de la curva de calibración del aforador.

Shift + F1. Ayuda.- En esta opción se obtiene información básica sobre el funcionamiento del programa y sus opciones.

Shift + F2. Ver remanso.- Se grafica en pantalla el remanso producido por el aforador aguas arriba en el canal, en la longitud que el usuario desee.

Ctrl + Home.- Borra todos los datos del programa, poniéndolos en blanco.

Shift + F10. Terminar.- Se concluye la ejecución del programa.

5. VALIDACION EN LABORATORIO Y CAMPO

Los resultados de los diseños obtenidos con el programa fueron probados ampliamente con datos reportados en la literatura, así como con experimentos realizados previamente (Martinez-Austria (1980), Skertchly (1989)). La comparación entre mediciones y cálculos fue muy buena.

Para establecer una validación rigurosa, con el programa también se diseñaron tres pequeños aforadores, de diferentes geometrías, que fueron construidos y probados en el laboratorio del IMTA. Asimismo se construyó y probó un aforador para un sistema de riego en Morelos. Todos estos fueron sometidos a calibraciones muy cuidadosas, encontrándose un error máximo en las curvas calculadas del 3%.

En la fotografía se muestra el aforador diseñado y construido en campo.

6. CONCLUSIONES

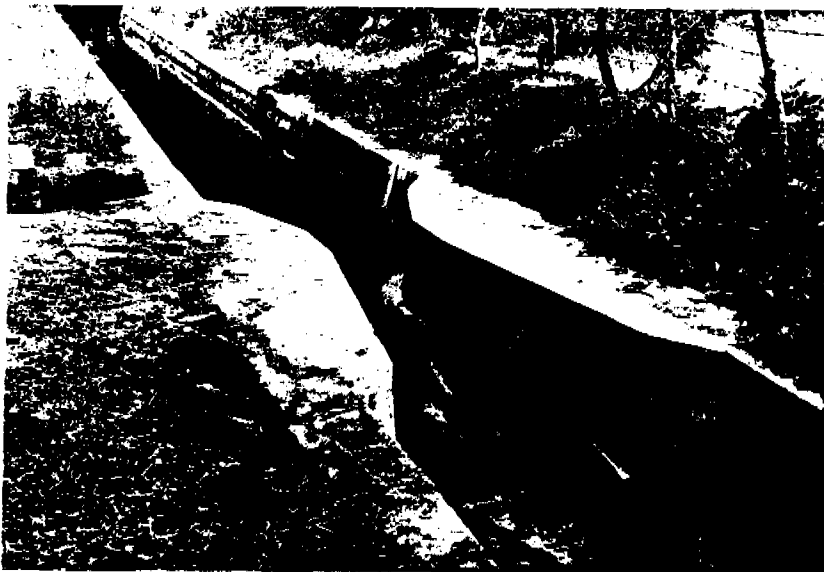
Para atender a la problemática específica de medición del agua de riego en México, se realizó un programa de computadora para el diseño de aforadores de garganta larga. Los diseños obtenidos del programa ha sido cuidadosamente validado en laboratorio y en campo.

El programa ya ha sido utilizado por especialistas en diseño de la Comisión Nacional del Agua, quienes lo han encontrado muy adecuado a sus necesidades, y de uso sencillo.

7. REFERENCIAS

1. Ackers, P., White, W. R., Perkins, J. A., Harrison, A. J. M. (1980). Weirs and Flumes for Flow Measurement. John Wiley & Sons. New York, N. Y. E.U.A.
2. Bos, Marinus G., Replogle, Jonh A., Clemmens, Albert J., (1986). Aforadores de caudal para canales abiertos. ILRI Publication 38. Wageningen, The Netherlands.

3. Martínez Austria, Polioptro, (1981). Aforadores de Garganta Larga. Investigación realizada en la DEPFI - UNAM para la CPNH, informe interno. México D.F.
4. Replogle, J. A. (1975). Critical-flow flumes with complex cross section, Proceedings of the ASCE Irrigation and Drainage Division Specialty Conference held at Lo Utah, Agosto 13-15.
5. Schlichting, H. (1960). BOUNDARY LAYER THEORY. McGraw Hill Book Co. New York, N.Y. E.U.A.
6. Skertchly Molina, Leslie (1988). Manual de diseño de estructuras de aforo. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, SARH. Cuernavaca, Morelos, México.



Fotografía 1. Aforador en sistema de riego "Las Fuentes".

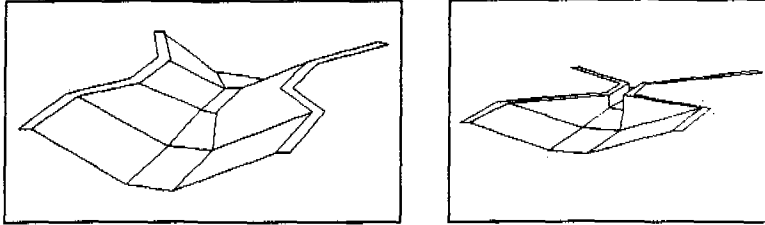


Figura 1

PROGRAMA DE DISEÑO DE AFORADORES DE GARGANTA LARGA

Gama de caudales a medir		NECESIDADES HIDRAULICAS	
		Nivel del agua	
Q minimo =	0.0100	Y maximo =*	0.3842
Q maximo =	0.1200	Rugosidad (Manning)=	0.01500
Q intervalo=	0.0050	Pendiente del canal =	0.00010
GEOMETRIA DEL CANAL		GEOMETRIA DEL AFORADOR	
B1 =	1.00	B2 =	1.00
Z1 =	0.50	Z2 =	0.50
P disp =	0.00	BC =	1.25
P min =*		ZC =	0.50
		AL =	0.50
		BL =	0.75
		TL =	0.20
		DL =	1.50
		P1 =	0.25
		P2 =*	0.25
		EM =*	6.00
		EN =*	3.00
		Rugosidad=	0.00020000

* DATOS NO PROPORCIONADOS POR EL USUARIO

F1= Calcular tirante máximo y ver remanso	F2= Dar recomendación
F3= Ver Tabla de calibración	F4= Ver croquis del aforador
F5= Realizar calculos	F6= Cargar datos
F7= Imprimir resultados	F8= Salvar datos
F9= Ver Grafica de calibración	Sh:ft+F10= TERMINAR
Shift+F1 = Ayuda	Ctrl+Home = Iniciar todo

Figura 2

TOTALIZADOR VOLUMETRICO PARA CANALES

Antonio Espinosa Olmedo, Industrias Prodata S.A.
Nicolás Contreras Gómez, Diseños Electrónicos Prodata S.A.
Calle 17 No. 113, Col. San Pedro de los Pinos,
Ciudad de México, D.F., México.

RESUMEN

En el agro Mexicano se presentan viejos problemas relacionados con el uso del agua, suministro de dotaciones y cobro de la misma. Un medidor de esta naturaleza pretende ser una herramienta para medir su consumo y así el usuario podrá controlar el buen aprovechamiento de este recurso. Este medidor cuenta con lo último en tecnología electrónica, la cual presenta ventajas con respecto a los medidores mecánicos o electro-mecánicos convencionales. Además la energía para su funcionamiento proviene de un panel fotovoltaico (Luz Solar) y una batería sellada, lo cual hace que el medidor tenga una autonomía en áreas rurales donde no haya suministro de energía eléctrica.

INTRODUCCION

El agua es un recurso cada vez más escaso y por eso es imperiosa la necesidad de controlar su consumo. Para controlarlo hay que medirlo, y es aquí donde los medidores convencionales resultan ser un obstáculo. Los medidores mecánicos colocados en canaletas Parshall llegan a registrar el consumo en una tira de papel, lo cual deja aún mucho trabajo por realizar. Los hay con contadores mecánicos que son de gran ayuda porque totalizan el volumen registrado, pero no proporcionan más información.

Con el auge de la electrónica, hemos visto como se modifican nuestras vidas y el quehacer productivo. Día a día los microprocesadores van tomando el control de todas las tareas, desde las más simples como son el funcionamiento de una licuadora o una cafetera casera, hasta las más sofisticadas como son la operación de nuestras videocaseteras, televisiones, computadoras personales, etc. Es aquí donde la electrónica abre las posibilidades de añadir nuevas funciones a los equipos o instrumentos, que hasta hace unos años eran imposibles o inimaginables.

Los medidores denominados "Totalizadores Volumétricos", no deben estar al margen de los cambios tecnológicos. Por este motivo que nuestra empresa a iniciativa del IMTA, decidió desarrollar un equipo electrónico que viniera a sustituir a los medidores convencionales y añadirle más funciones por ejemplo: lecturas múltiples, o almacenar información histórica.

SISTEMA ELECTRONICO

Este medidor electrónico está diseñado para ser colocado junto a una canaleta (aforador) tipo Parshall, el cual está basado en un microprocesador de 8 bits. El microprocesador realiza todas las funciones de control, cálculo y medición, y para esto se apoya en una serie de circuitos específicos como son:

- 1) Un teclado y una pantalla de líquido de cuarzo (LCD) de 16 caracteres, para interactuar con el usuario a través de menús jerárquicos preestablecidos.
- 2) Un circuito de tiempo que lleva la fecha y la hora, que además sirve para que el microprocesador haga muestreos en el canal.
- 3) Un transductor de estado sólido, que obtiene información en el canal y la transfiere al sistema electrónico.
- 4) Una serie de memorias donde se almacenan todos los datos calculados y la información relevante.
- 5) Una memoria con el programa monitor grabado que hace operar al sistema en su conjunto, y que contiene las características para el cálculo del gasto. Este programa en sí es un sistema operativo.

Las ventajas de este medidor electrónico son:

- a) Adquirir la información necesaria para calcular el gasto instantáneo.
- b) Calcular el gasto diario, mensual, anual y acumulado total, además de guardarlo en memoria.
- c) Almacenar los gastos anuales de los 10 últimos años.
- d) Tener registro del gasto de cada mes de los últimos 10 años.
- e) La posibilidad de que toda esta información sea transmitida a una terminal de captura de datos, por ejemplo un computadora personal portátil.
- f) Por el hecho de estar basado en lo último en tecnología

de estado sólido industrial, sus requerimientos de energía son mínimos.

g) Su fuente de energía proviene de una batería sellada recargable y un panel fotovoltaico, dando autonomía al medidor de aproximadamente 5 a 7 años sin necesidad de mantenimiento en la parte electrónica, y de 3 a 5 años en la batería recargable.

El Panel fotovoltaico y la batería son necesarios por el hecho de que en muchas áreas rurales del país no se cuenta con suministro de energía eléctrica. La Potencia del panel y la capacidad de la batería están diseñadas para continuar el suministro de energía en forma ininterrumpida aún en el caso de que se presenten "días oscuros" (días muy nublados o de mal tiempo).

h) Toda la información almacenada puede ser visualizada a través de la pantalla de líquido de cuarzo (LCD), haciendo uso del teclado integrado. Esto es similar a una terminal de una computadora.

i) Este medidor ha sido desarrollado en su totalidad en México, teniendo como resultado un sistema relativamente económico comparado con los que existen en el mercado internacional.

REFERENCIAS

- Stout, David F. (1982), Microprocessor Application Handbook, Editorial McGraw-Hill Book Company.
- Millman, Jacob (1979), Microelectronics : Digital and Analog Circuit and Systems, Editorial McGraw-Hill InternationalBook Company, International Student Edition.
- Atkinson, Kendall E. (1978), Numerical Analysis, Segunda Edición, Editorial John Wiley & Sons, Inc., Singapore.

FEASIBILITY FOR CANAL AUTOMATION TO AN EXISTING CANAL -A CASE STUDY

Nayan Sarma, Reader, WRDTC, Univ. of Roorkee A.D. Pandey, Reader, Earthquake Engg. Deptt. Debajyoti Choudhury, Asstt. Engineer, Irrigation Department, Assam, India.

ABSTRACT

The performance of an irrigation network system is often compared with efficiency, equity, appropriateness of distribution and simplicity. To satisfy the above parameters, the canal network should have adequate controlling system. However, the performance of the network at higher degree cannot be achieved if it is a conventional one. Canal automation has been practised in many developed countries due to its high delivery precision, while it has not yet become popular in India. In this paper, a study has been made to examine the feasibility of introducing an automatic canal network system through dynamic regulation method in an existing irrigation canal in India. The exercise has given an insight into various aspects and issues related to the above for efficient irrigation.

INTRODUCTION

The basic aim of efficient irrigation management is to supply water to farmers in time and quantity as per their demand without wastage. The efficient irrigation means flexibility in operation of the distribution system. Again, equity and flexibility in irrigation water supply are very much linked to canal regulation. In general, irrigation water supply is done manually in India on the basis of a rigid canal roster, which is less flexible and leads to inequitable water distribution. In this context, automated canal regulation can be implemented with advantage to remove inequalities and inflexibility existing in the present regulation systems in India.

The automation of canal regulation means a system involves minimum human interference with self measuring, self controlling and self adjusting facilities. The performance of automation depends on control equipment, canal regulation technique and its water distribution method.

In this paper, a study has been presented on the feasibility of introduction of dynamic regulation method for automation of an existing irrigation canal in India. The present study has been restricted to canal regulation technique, canal operation hydraulics and control equipment selection.

BRIEF PROJECT DESCRIPTION

The data of the existing canal of Jagiroad lift Irrigation Project in the state of Assam of India have been adopted for the purpose of the study. The 8190 m long main canal caters water for two irrigation projects namely Jagiroad Lift Scheme and nearby Khetri Scheme. At the intake point, water is lifted by 8 nos. of 135 H.P. pumps from two floating barges from river Kopili, a tributary of the Brahmaputra river in Assam. The main canal capacity is 2.55m³/sec with Net Command Areas of 810 ha. and 500 ha. during Summer and Winter seasons respectively. The pumps are However, frequent power failure is experienced causing interruption of irrigation supply. There is no standby diesel pump facilities as it involves high maintenance cost. There are six numbers of offtaking channels from the main canal and their length varies from 950 m to 1500 m with varying capacities ranging from 0.08m³/sec to 0.25 m³/sec. All the minors are equipped with hand controlled sluice gates. Each modification of flow obviously requires a new adjustment of the gate. In the command area, all the offtaking minor channels are existing on the right hand side of the main canal, as the left hand side is not fit for cultivation due to its being low lying area. At present, there is no control structure on the minor channel head.

GENERAL PRINCIPLE OF IMPROVEMENTS PROPOSED

Before any improvements, it is important to stress the fact that the success of the proposed method is above all dependent on the confidence of farmers in the method of distribution. The farmers, being accustomed to water shortages, are tempted to draw water when it is available alongside their fields, even if this meant depriving the farmers further downstream. This common

phenomenon can be eradicated only when farmers are sure of having sufficient quantities of water at the times fixed in advance by the authorities. The proposed layout can be seen at Fig. 1.

Canal Regulation:

The dynamic regulation system is presently proposed to be introduced in the main canal only. The system is to be organised consisting of:

- i) A set of gauging points which will measure the discharge of the main canal, water levels both at upstream and downstream of the gates installed in the canal and the position of gates.
- ii) An automatic regulation system.
- iii) A remote transmission network dealing in one direction, with the collection of the all the measurements at a single control centre and in the other direction, with distribution of the adjustment orders from the centre to the regulation structures.

In addition to these requirements, the computer operating in real time should have the following:

- i) To receive all the measurement and data in the system, analyse them, check the data and draw logical conclusion from this state of network.
- ii) As per meteorological, agronomic and management requirement forecast of water use should be made.
- iii) To work out adjustment orders according to the present state of canal and to the water use forecast.
- iv) To check the execution in order and if there is any damage in the network system, it takes the measure for prevention and warning.

The purpose of the dynamic regulation system is to provide irrigation as necessary at the required time without any risk of shortage or of excess. It is a system in which all adjustment devices are mechanized and remotely controlled by means of a central computer. In this method, intermediate gates are provided at regular intervals within the canal reach and by opening the gate at certain height, a definite volume of extra water can be stored in the form of backwater curve. The electronic sensors are placed at regular intervals along the entire length of the canal and data (down stream information) from these sensors are transmitted through a remote transmission network to a centrally located remote control centre which houses a network control panel and is computer controlled. Flow and demand rates in the various reaches and positions of all gates are fed into the computer at regular intervals. The computer processes these data continuously for every reach, compares with the forecast (i.e, statistical predictions which are updated in regular intervals) made with a mathematical simulation model and calculates the gate position at each canal reach and transmit the instructions for the adjustment of the gate positions to desired value. For remote transmission either communication lines or wireless should be adopted. In this particular case, initially walkie talkie communication is proposed and cables may be laid subsequently.

The modification of banks of canal is necessary for dynamic regulation. As it stores a certain volume of water produced by backwater, the water level at the upstream of the gate will rise to some extent when it is fixed at a certain level. So to prevent spilling at the upstream of gate, bank should be kept higher level which is parallel to a canal afflux keeping the freeboard around 40 cm. However, the length of the downstream horizontal bank is determined by the percentage of horizontal distance in one reach keeping experience and economy in view.

During canal operation, four types of events can be visualized:

1. Foressen Event:

The regulation system will program the various gate manoeuvres in advance by using the computer and on the basis of crop demand, the computer calculates the volume of water to be supplied each week, the discharge required and the various gate manoeuvres to be performed.

2. Unforeseen Event:

Rainfall is the most unforeseen event in this system. It leads to sudden stoppage of irrigation and last minute modification in water supply. This results in rapid variation of discharge at upstream reaches to minimise the risk of overflow. However, depending on the discharge conveyed when rainfall occurs, there is possibility of overflow.

3. Lack of Precision in Adjustments:

The dynamic regulation system constantly supervises the evolution of the reaches and makes new adjustments for proper calibration of gauging equipment.

4. Seriousness of Equipment Breakdown:

Due to breakdown, certain equipment might be out of order for a longer period. In such cases, the computer will apply graduated regulation procedures e.g. expert system. EL FLO which ensures minimum service and limits the risk for structures.

DETAIL ABOUT CANAL REACHES AND PROPOSED OPERATION:

As a case study the main canal of Jagiroad Lift Irrigation Project is adopted. For the purpose of present study, the 8190 m long main canal is divided into two reaches -Chainage 0 to 4100 m and 4100 m to 8190 m. The existing canal is 4 m wide with bed slope of 1 in 4120. To solve the problem of the response time of the canal, it is necessary to keep the reach capable to cope with the flow variation. For this purpose, it is planned to raise the downstream part of the reaches and to make the banks horizontal over 68% of total distance, in first reach and 43% in second reach.

The maximum canal discharge is 2.55 cumec with 1.0 m depth of flow. During lean season, water level in Kopili river goes down making it possible to supply a maximum discharge of 1.28 to 2.12 m³/sec. However for each value of discharge in canal, there are endless numbers of water profiles and all are to be studied above normal depth. These profiles are dependent on depth imposed downstream. This will result in a particular back water curve and therefore an upstream level and a stored volume. The depth downstream will be determined by controlling the gate. In the first reach back water characteristics have been studied for discharges for twelve discharge levels ranging from 2.55 to 0.565 m³/sec while for second reach similar profiles have been worked out from 1.89 to 0.424 m³/sec.

Not all operating conditions are acceptable. Due care must be taken to select operating zone in such a way that within that operation zone all the discharges considered should be able to operate. As there are two reaches, it is necessary to determine operation zones. The possible operation zones; have been worked out and Fig. 2 shows one of these. It is beyond the scope of this paper to present in detail the evaluation of the operation zones. The diagram at Fig. 2 helps in finding out two fundamental methods of modification of the conditions of operation of the reach to be represented.

Variation with a constant downstream discharge along a vertical line, e.g., the transition from the point A1 to A2. At the end of the operation, the discharge remains unchanged which is 0.4 m³/sec and the stored volume increases from 13,300 m³. Therefore net increased volume of water is 2300 m³. The upstream depth of water increases 10 cm and consequently downstream depth increases by 15 cm. This modification of flow condition needs some additional amount of discharge to come in to the reach and to this additional discharge at upstream. The time required to modify the discharge is 3 hours 11 minutes in this case.

Variation with a constant volume along a horizontal line, e.g. from operation point A1 to A3. This corresponds to an increase of 0.2 m³/sec simultaneously at upstream and downstream. At the first modification, this modification can be made instantaneously as the volume in the reach does not vary.

Any variation in the conditions of operations can be produced by cumulative effect of the above two methods. This schematic representation clarifies the regulation process and shows the extent of possibilities.

If it is assumed that, in the initial state, the required discharge is 1 m³/sec and the operation point is B1 which is chosen for reasons for security at the centre of the zone of operation. Now assuming that a sudden demand is made making the discharges increase from 1 to 1.2 m³/sec, then two regulators in the reach will open simultaneously to release 1.2 m³/sec. The operation point will then quickly shift from B1 to B2 and demand will be met. However, as point B2 is located at the lower boundary of the zone of operation, the regulation process will make the upstream regulator release a more discharge, say, 1.4 m³/s. Then the operation point will move back upward from B2 to B3 which means an increase in volume of 1250 m³ in 1 hour 44 minutes. When the operation point becomes stable at B3, the regulation process will make the upstream regulator to go back to 1.2 m³/sec. The performance of both the reaches have been evaluated for a wide range of initial discharges from 0 to 2.55 m³/sec assuming that the optimum position of operation points is at the centre of operation zone. The variations in discharges for different operation levels have been found satisfactory.

BASIS PHYSICAL MODIFICATION:

1. Lining of canal
2. Raising the banks on the downstream by 0.75 m in limited stretches.
3. Neyrpic modules may be installed at each outlet to draw almost constant discharge from canal.
4. At the head, 20 m x 20 m x 3.5m forebay is to be provided which should be able to maintain supply at least for half an hour during power failures.
5. Installation of automated gates preferably electromechanical gates like Littleman, Amil etc.
6. Provision of two intermediate storage tanks for both the reaches with suitable connection with canal.

Further, the response times and water levels for different inflow hydrograph have been worked out for both the reaches to attain steady condition by using a computer program based on solution of the Saint Venant Equations by Method of Characteristics with an explicit scheme. These are required to finally check the bank levels.

CONCLUSION

On the basis of the present study, it has been concluded that it is feasible to convert an existing canal system run on continuous supply approach to an automated system employing dynamic regulation method. The changes in the existing system required have been identified and found to be feasible to be implemented without any large scale modifications. Further, analytical study has indicated the advantages, and greater flexibility and quicker response of the system to demand with ease. This will understandably have a favourable bearing on the efficiency of irrigation water distribution as well as its efficient use.

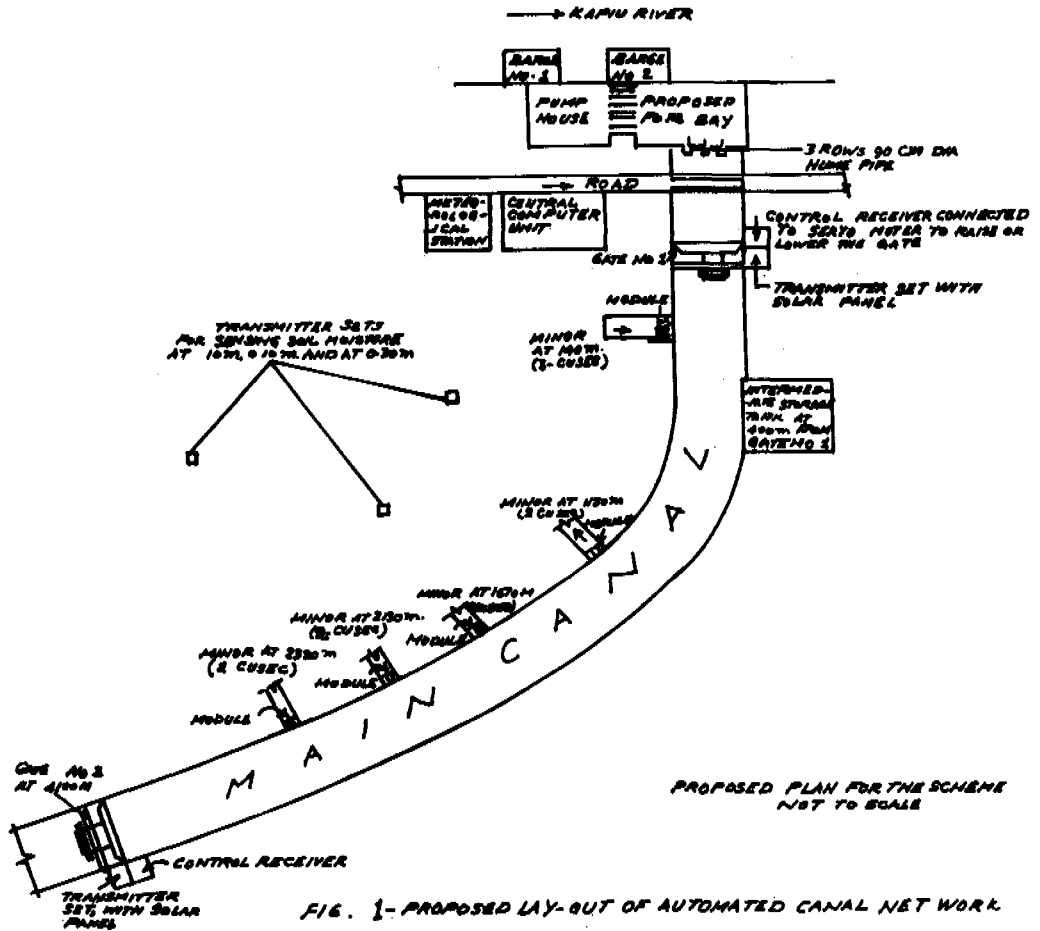
REFERENCES

Chow V.T., "Open Channel Hydraulics" (1959) McGraw Hill.

Gersar, (1982) "Prefeasibility Study, Dynamic Regulation (Pilot Project), Mahi Right Bank Canals", Govt. of India.

Kumar, Deva Nand, (1986) "Analysis of Transient Flow in Canal", M.E. Dissertation submitted to University of Roorkee.

Shyam Sundar, (1989) "Hydraulic Computations for Automated Regulation of Irrigation Canals" M.E. Dissertation submitted to University of Roorkee.



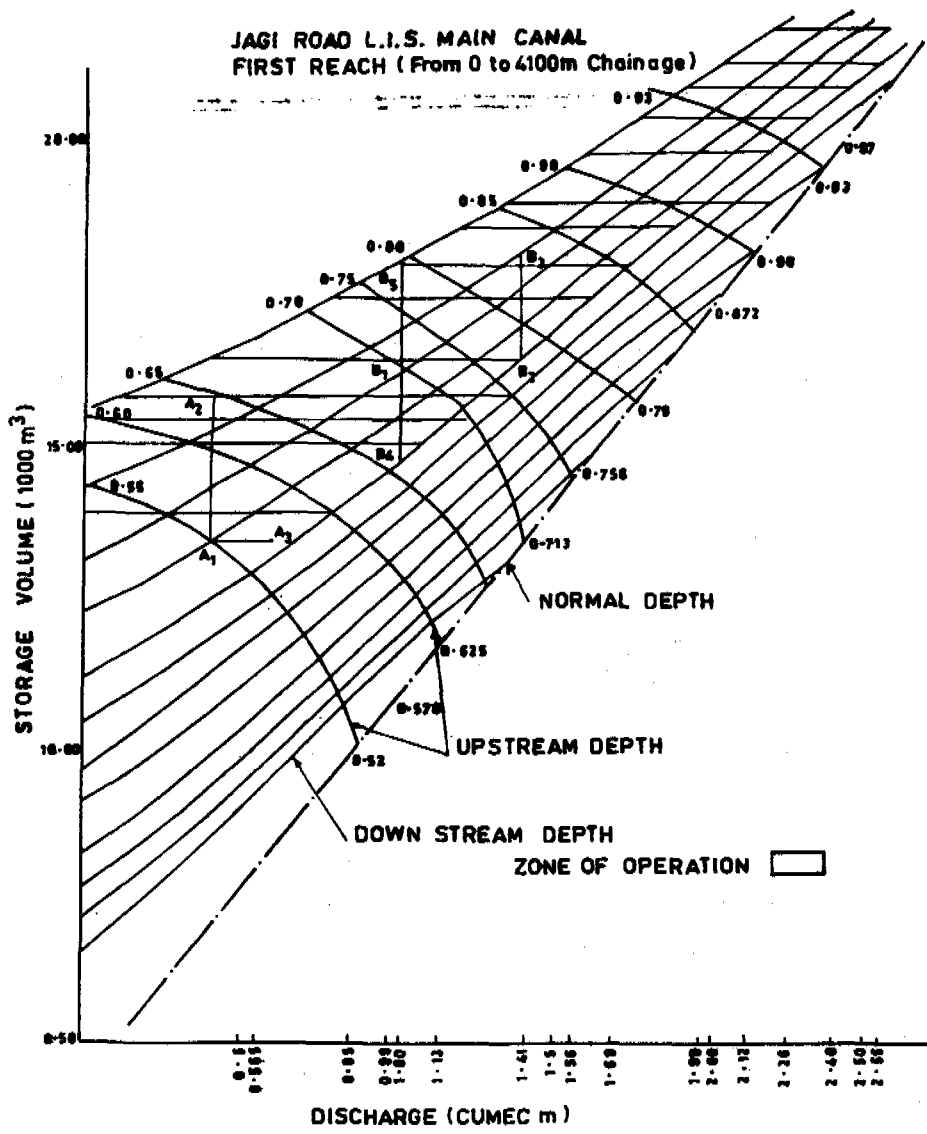


FIG.2 - SCHEMATIC RERESENTATION

DISPOSITIVO FLUIDICO PARA EL CONTROL AUTOMATICO DE NIVELES EN CANALES

Robie Bonilla G., Escuela Superior de Ingenieria y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, Edif. 10,
U.P. Zacatenco, México 07300, MEXICO

RESUMEN

La búsqueda del aumento de la eficiencia en el riego es una de las acciones más interesantes a realizar a fin de hacer un uso racional integral del recurso. Uno de los medios para lograr esa eficiencia es la operación controlada de los sistemas de distribución de agua en los distritos de riego y la aplicación de métodos avanzados como el de riego intermitente. Para ambos fines, se requiere el uso de mecanismos y estructuras que gobiernen niveles, caudales y volúmenes de agua.

Este trabajo describe un dispositivo fluidoico para el control automático de niveles que se encuentra en una etapa preliminar de estudio y desarrollo experimental en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional. Dicho aparato, si muestra un funcionamiento adecuado, y como utiliza una tecnología sencilla, barata, confiable y de fácil transferencia, podría ser una alternativa para aplicación en los distritos de riego.

INTRODUCCION

El riego agrícola es el principal usuario del agua en México. Debido a la constante disminución del agua disponible y a la creciente contaminación de dicho recurso, una de las directrices prioritarias establecidas por el gobierno federal es la de incrementar la eficiencia de la infraestructura hidroagrícola. La Comisión Nacional del Agua ha integrado varios organismos y patrocina proyectos y acciones en este sentido (1), cuya justificación está marcada por el Plan Nacional de Desarrollo 1988-1994, en el que la máxima prioridad la constituye el agua. Otra prioridad indicada en el PND es la de alimentos. La tecnología dirigida a resolver problemas hidráulicos de riego incidiría en ambos objetivos.

Una de las tendencias básicas para mejorar la eficiencia de riego es la de desarrollar e instrumentar técnicas y procedimientos que signifiquen un mayor control de los suministros de agua en los sistemas de distribución de los distritos de riego. En ese contexto, es necesario aplicar dispositivos automáticos de control de niveles y de caudales en los canales. Algunos de estos dispositivos ya se encuentran en proceso de aplicación en nuestro país (2) y otros están en estudio para su adaptación (3); en ciertos casos, se trata de tecnología -- que recurre al uso de energía eléctrica (que requiere la electrificación del distrito de riego), a equipo electrónico y -- electromecánico (6) o a diseños especiales, que utilizan tecnología demasiado sofisticada para su uso en el campo mexicano (3), casi todo ello protegido por patentes extranjeras.

Una alternativa interesante la constituyen los dispositivos fluidicos. Un dispositivo fluidico opera a base de fuerzas generadas por el fluido mismo y por la gravedad, sin requerir energía externa. Dadas las condiciones económicas y de otros tipos que imperan en nuestro país, los dispositivos fluidicos son los más apropiados para su aplicación en las zonas de riego.

Ya se tiene algunos desarrollos de dispositivos fluidicos en nuestro país que están en etapa de evaluación, como el diabete generado en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (5).

El presente trabajo presenta un dispositivo fluidico simple concebido por el autor, cuya factibilidad teórica de operación aparece demostrada más adelante y que se encuentra en -- una etapa preliminar de experimentación en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional.

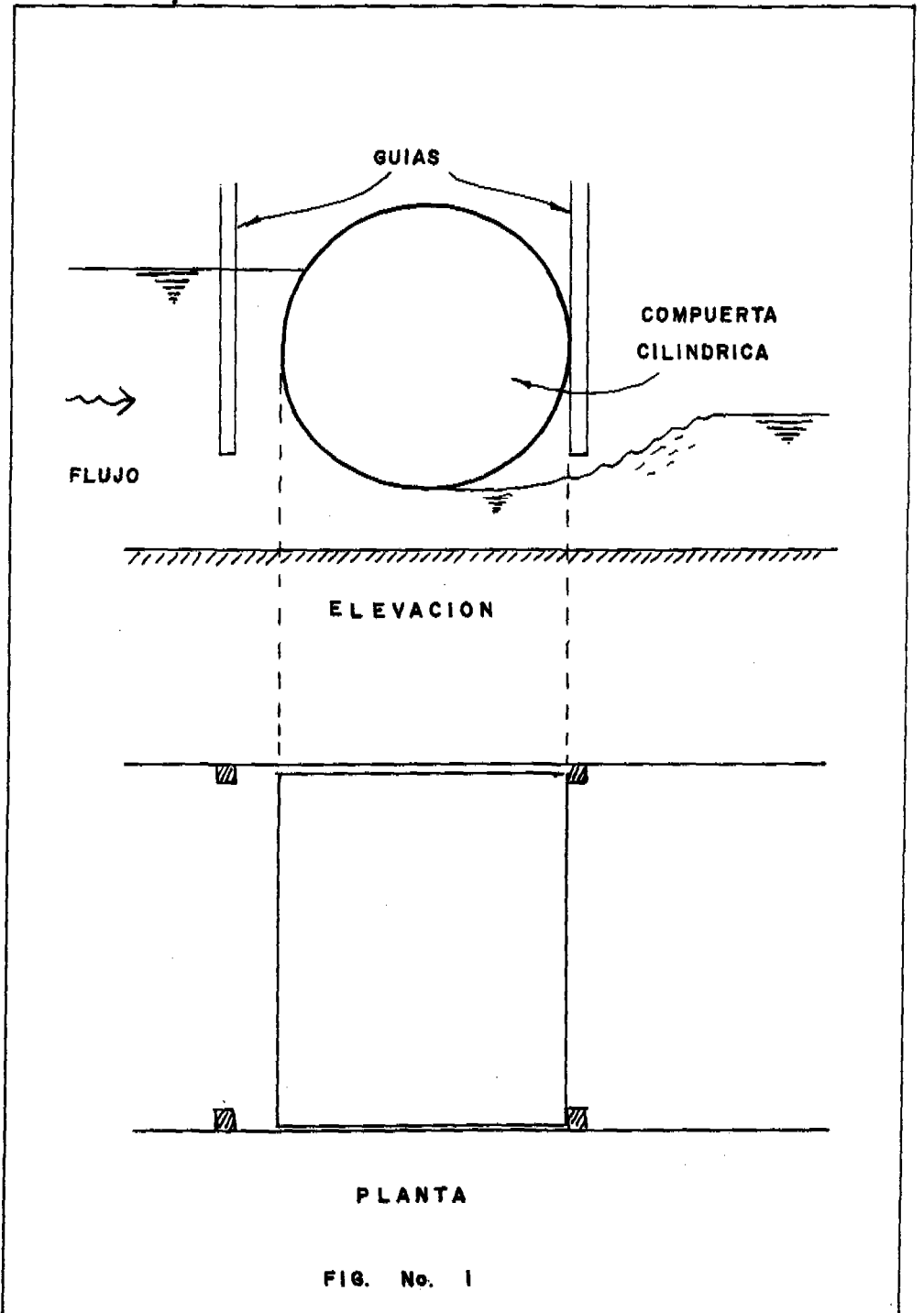
El dispositivo descrito en este trabajo permitiría el control automático de niveles aguas arriba del mismo, por lo que podría formar parte de una represa o estructura de regulación en canales y tener otras aplicaciones.

DESCRIPCION DE LA PRIMERA VERSION

Consiste en una compuerta cilindrica flotante, colocada transversalmente con respecto a la dirección del flujo y cuyas características se describe a continuación (Fig. 1).

longitud: es ligeramente menor que el ancho de plantilla del tramo de canal rectangular en el que se encuentra instalado.

diámetro: es función del (de los) tirante (s) que se de sea mantener constante (s) aguas arriba del dispositivo.



El estudio experimental y la prueba de prototipos podrían mostrar la influencia de otros factores, como el comportamiento hidrodinámico.

peso: está en función de la sumergencia necesaria de la compuerta (la que depende del valor del tirante a controlar, del valor del gasto de diseño y de las características hidráulicas del canal y del diámetro de la compuerta). Si ésta es hueca, la sumergencia y el peso necesario para cada gasto de diseño dado y para cada tirante a controlar pueden proporcionarse por medio de carena.

Los desplazamientos horizontales de la compuerta se encuentran limitados por 4 guías o soleras, cuya inclinación podría ser definida experimentalmente.

Principio de Operación.

Cuando la compuerta cilíndrica flota funciona como una compuerta de descarga inferior. Las fuerzas a las que se encuentra sometida en esas condiciones son:

E_x	componente horizontal del empuje hidrostático sobre la superficie curva cuya traza es AB.
E_y	componente vertical del mismo empuje, aplicado en CG2 (suponiendo que la lámina de agua en la salida se separa en B, para simplificar)
E_s	fuerza de succión o aspiración ejercida por la lámina de agua de salida.
P	peso propio, aplicado en CG1 (en el supuesto de que la compuerta esté carenada).
R	reacción de las guías de aguas abajo.

La magnitud y la dirección de la fuerza de succión E_s depende de las condiciones hidrodinámicas de la descarga bajo la compuerta. Si se supone, en primera aproximación, que las variaciones de esas características dentro del intervalo de operación normal de la compuerta son despreciables, E_x , E_y y R también permanecen constantes, lo mismo que la sumergencia h . Si entonces aumenta el tirante aguas arriba, d , la compuerta seguirá el ascenso de la superficie libre del agua aumentando la abertura inferior a y, como consecuencia, el gasto de descarga bajo la compuerta; si el nivel del agua desciende aguas arriba, la respuesta de la compuerta es producir una reduc---

ción del gasto de salida mediante una disminución de la abertura. En ambos casos, el efecto de la compuerta es la tendencia a conservar constante el tirante d .

Ejemplo

En la figura 2, la curva A representa la relación tirante-gasto para un canal primático de sección rectangular con las siguientes características:

ancho de plantilla:	$b = 2.00 \text{ m}$
pendiente:	$s = 0.0002$
rugosidad (Manning):	$n = 0.015$

En la misma figura, la curva B representa la relación tirante-gasto para la descarga bajo una compuerta cilíndrica flotante colocada en el mismo canal.

Análisis

Puede observarse en la figura 2 que las curvas se intersecan en un punto, al que corresponden el gasto de diseño del canal y el tirante que se desea conservar constante.

También se deduce de las gráficas que, si se aumenta el tirante con respecto al tirante normal en el canal, el gasto a través de la compuerta es mayor que en el canal, por lo que el efecto resultante es disminuir el tirante hasta el valor normal. Si el tirante disminuye, el gasto bajo la compuerta decrece más rápidamente que el del canal, provocando un aumento de tirante.

La compuerta cilíndrica flotante ejerce, entonces, una acción reguladora sobre el tirante en el canal.

Este análisis no toma en cuenta el remanso producido por la compuerta, por simplicidad; sin embargo, ello no altera la conclusión referente al control automático que ejerce la compuerta sobre el tirante aguas arriba.

ESTADO ACTUAL DE LOS ASPECTOS EXPERIMENTALES

Se construyó el modelo No. 1, de tubo de PVC comercial de --

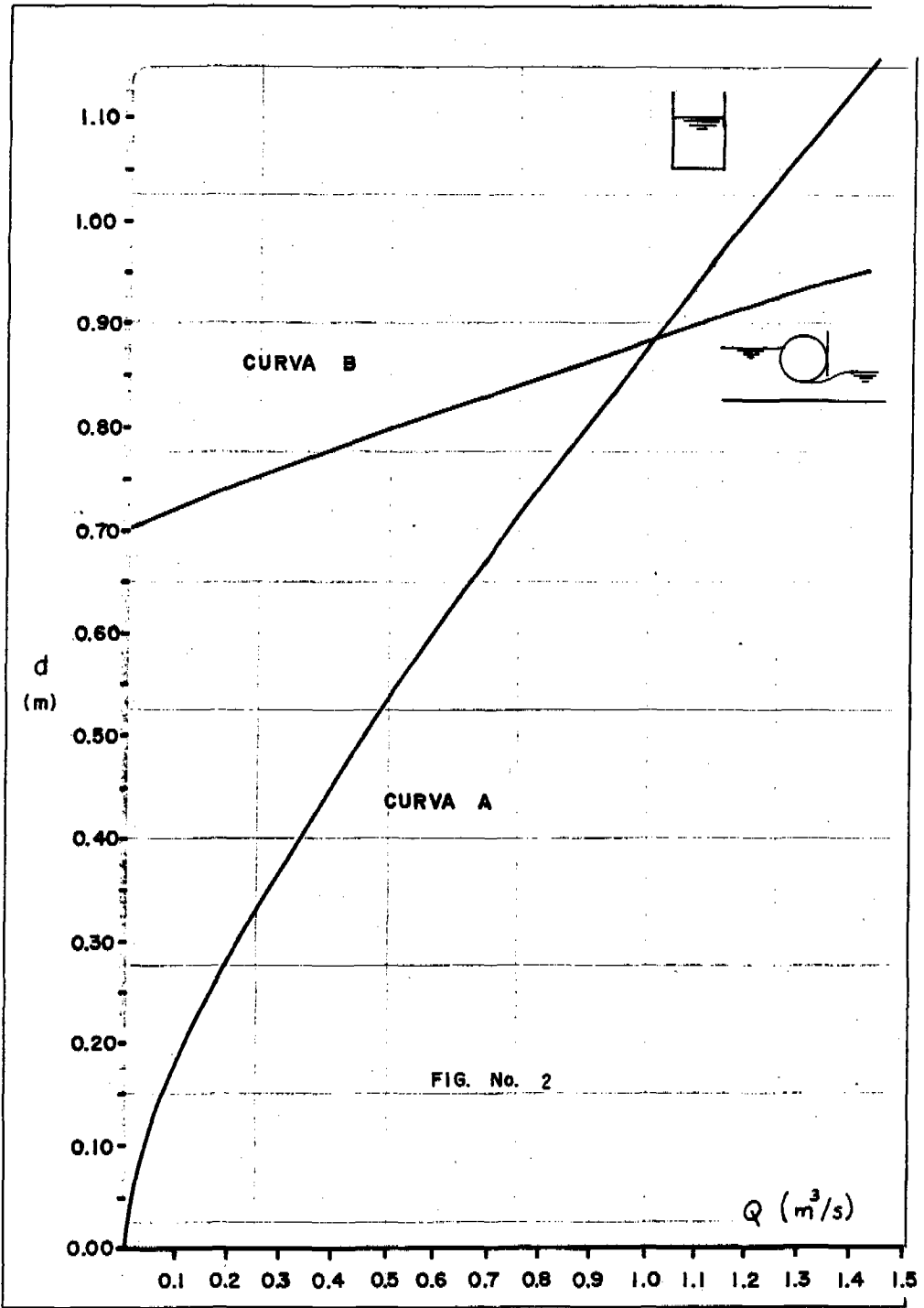


FIG. No. 2

20 cm (8") de diámetro y con las bases en acrílico transparente. Se colocó en un canal de pendiente variable cuya sección tiene 30cm de ancho y 30 cm de altura.

Se ensayó con diversas magnitudes del gasto. El comportamiento del dispositivo se vio alterado, para determinados valores del tirante aguas arriba y con un ascenso del tirante, por un fuerte movimiento oscilatorio en el cual el cilindro golpeaba violentamente el fondo del canal, luego ascendía hasta una posición elevada (por arriba de la correspondiente a flujo permanente) y nuevamente descendía hasta el piso, con una frecuencia aproximada de 1 Hz.

La explicación de este comportamiento se encuentra, obviamente, en el papel que desempeña la fuerza de succión F_s aplicada en la cara inferior del cilindro. Cuando se presenta un ascenso del nivel de la superficie libre del agua y como respuesta un ascenso del cilindro, ocurre una aceleración del flujo bajo la compuerta y un descenso de la presión en esa zona, lo que ocasiona una succión que lleva al cilindro, en ciertas condiciones, a descender rápidamente hasta el piso del canal. Al suspenderse momentáneamente el flujo de agua en el canal, cesa la succión, el cilindro sube rápidamente y el ciclo se repite.

Para neutralizar la acción de la succión, se ha pensado en varias alternativas. Una de ellas implica agregarle al cilindro una superficie curva articulada al mismo, con perfil elíptico, que adoptaría automáticamente la posición que la geometría de la vena líquida y la succión le impusieran, sin transmitir efectos dinámicos a la compuerta. Para ello, se ha cambiado el sistema de sujeción de la compuerta; ahora se utiliza una barra articulada en un eje horizontal perpendicular al eje del canal que le permite al cilindro moverse describiendo un arco de círculo. La presencia de la barra permitiría agregar contrapesos en el extremo a fin de variar el peso relativo del cilindro, por ejemplo para operar el dispositivo con distintos valores del tirante.

Por otro lado, se construyó el modelo No. 2 de 40cm. de diámetro y 60 cm de altura con tomas de presión en la periferia para el estudio detallado de la variación y de la distribución de la presión alrededor del cilindro y particularmente en la parte inferior.

El trabajo experimental a realizar en los próximos meses permitirá evaluar la factibilidad de aplicación del dispositivo descrito.

REFERENCIAS

1. Loaiza García, Remo, Espinosa Núñez, Luis L., Automatización de sistemas de Riego, Ingeniería Hidráulica en México Vol. I Núm. 2 II Epoca, enero/ - abril de 1986, p.p. 21-30
2. SARH, Dirección de Distritos y unidades de Riego, Módulos Aforados Aguacontrol 1988.
3. Giesecke, J., Hörbacher, H.B. Automatically Operating Flexible Weirs in Small -- Hydropower Systems, Institut für Wasserbau at the University of Stuttgart, 1985.
4. Búsqueda bibliográfica retrospectiva realizada por el autor en el Centro de Consulta del Agua del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua sep. 1989.
5. Martínez Austria, Polioptro, Aldama Rodríguez, Alvaro A., Dispositivo Fluidico para Riego Intermitente, Memorias del XV Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería, A.C., septiembre de 1989.
6. Folleteria descriptiva de diversos sistemas electromecánicos y electrónicos de control de variables hidráulicas en distritos de riego.

SIMULACION DEL AVANCE SUPERFICIAL DEL RIEGO EN SURCOS

G. Briones S¹, S.M. Chapa G¹, S.Z. Garza V¹ y E. Luna D.²
¹Departamento de Riego y Drenaje, U.A.A.A.N. Buenavista
Saltillo, Coah; 25 315; ²CENID RASPA-INIFAP-SARH
Lerdo, Dgo. AP 41

RESUMEN

En 1989 se evaluaron tres modelos de avance superficial del riego en surcos con el objeto de analizar su exactitud teórica y validar la confiabilidad de campo de sus predicciones; tales modelos fueron: modelo Empírico, modelo del Servicio de Conservación de Suelos y modelo Muskingum.

La confiabilidad del modelo de Muskingum se relacionó íntimamente con los coeficientes de Kostiaikov y con el coeficiente de rugosidad de Manning, y solamente se desviaron sus predicciones en la prueba de 6 lps; el modelo Empírico resultó de aplicación práctica limitada debido a que se fundamenta en el ajuste estadístico de datos observados mientras que el modelo del Servicio de Conservación de Suelos hizo buenas predicciones solamente cuando el gasto aplicado era aproximadamente igual al gasto promedio no erosivo.

INTRODUCCION

La simulación matemática de la hidráulica del riego en surcos puede conducir a mejorar la eficiencia y manejo del sistema, pues permite ensayar cualquier juego de variables y preveer su funcionamiento antes de su implementación definitiva en el campo.

Para simular el avance superficial del agua en surcos muchos modelos matemáticos pueden ser usados desde ecuaciones simples de exactitud limitada hasta algoritmos numéricos muy sofisticados, ésta segunda opción se ha promovido y facilitado en los últimos años gracias al uso creciente de las microcomputadoras (Singh y Yu 1987, Singh y Yu Chen He 1988).

En este estudio se evaluaron tres modelos matemáticos, seleccionando previamente los coeficientes de diseño y las asunciones respectivas para luego predecir los tiempos de avance por estación a lo largo de los surcos y comparar la tendencia estimada por modelo contra la tendencia observada en campo. Los modelos probados fueron: modelo empírico, modelo del Servicio de Conservación de Suelos y modelo de Muskingum.

CARACTERISTICAS DE LOS SURCOS DE PRUEBA

Las pruebas se desarrollaron durante el verano de 1989 en Buenavista, Saltillo, Coahuila y Gómez Palacio, Durango en sitios con suelos franco arcillosos donde se construyeron surcos de 200 m de longitud espaciados a 80 cm con pendientes topográficas que variaban entre surcos de 0.0004 a 0.0021 m/m mismas que son reportadas en Tabla 1 junto con los gastos probados (q_0), tiempo de corte (t_{CO}), ancho de espejo (w) y tirante (Y) registrados durante la operación.

Tabla 1. Variables de construcción y operación de los surcos de prueba.

Variable	Saltillo			Gómez Palacio		
	1 Ips	3 Ips	5 Ips	2 Ips	4 Ips	6 Ips
De construcción						
Longitud (L) m	200	200	200	200	200	200
Espaciamiento cm	80	80	80	80	80	80
Pendiente topográfica sobre el surco (S_0) 10^{-2} m/m	0.17	0.21	0.17	0.04	0.12	0.13
De operación						
Gasto aplicado (q_0) Ips	1	3	5	2	4	6
Tirante (Y) cm	6.4	8.0	9.7	7.9	9.7	12.8
Ancho espejo (w) cm	27.6	32.1	39.7	35.3	39.2	40.9
Tiempo de corte (t_{CO}) min	88	45	27	98	41	37

Antes de soltar el agua, las estaciones de observación se marcaron sobre la longitud de los surcos colocando estacas a cada 20 m y el desnivel entre estaciones fue medido con teodolito de ingeniero y estatal.

Durante el riego superficial de cada surco se registraba el tiempo de inicio y se iban cronometrando los tiempos de avance (t) conforme el frente de humedecimiento llegaba a cada estación (x). Para caracterizar la geometría promedio de los surcos, el ancho de espejo (w) y el tirante (Y) se medían a dos estaciones aguas arriba del elemento líder. El gasto de aplicación era cortado cuando el flujo aguas abajo alcanzaba la última estación registrando al momento el tiempo de corte (t_{CO}).

Las curvas de avance observadas en ambos sitios son mostradas en la Figura 1, las cuales se usaron como evidencia experimental para validar las predicciones de los modelos y como datos básicos para estimar los coeficientes empíricos de avance además de usarlas para calcular los volúmenes de agua infiltrados durante el recorrido del elemento líder.

ESTRUCTURA DE LOS MODELOS Y ECUACIONES IMPLICITAS

Modelo empírico de avance

El avance del agua en riego por superficie ha sido representado en muchas investigaciones por una curva potencial (Elliot, Walker y Skogerboe 1982) del tipo siguiente:

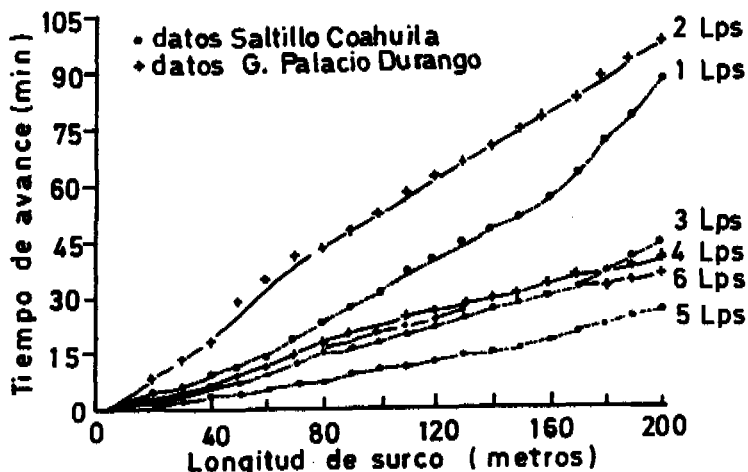


Figura 1. Curvas de avance superficial observadas en campo al probar: 1, 2, 3, 4, 5 y 6 Lps/surco

$$t = u x^v \quad (1)$$

en donde "x" distancia, es recorrida en "t" tiempo en la proporción marcada por los coeficientes u y v. Para estimar tales coeficientes primero se transformaron logarímicamente los datos observados de distancia y tiempo para luego ajustarlos por regresión a una recta de mínimos cuadrados considerando la pendiente igual al exponente de avance "v" y la intercepción el logaritmo del coeficiente "u". Los valores encontrados describieron una curva de alta correlación con la tendencia de campo y son reportados en Tabla 2.

Tabla 2. Coeficientes empíricos de avance

Coeficiente	Gasto aplicado por surco (Lps)					
	1	2	3	4	5	6
Exponente "v"	1.284	1.056	1.097	1.078	1.275	1.484
Intercepción "u"	0.086	0.392	0.119	0.142	0.037	0.018

Estructura del modelo Muskingum

El modelo Muskingum se ha usado mucho en hidrología desde su primer aplicación para el control de inundaciones en el Condado de Muskingum, Ohio por el año de 1939 (Strupczewsky, Napiorkowsky y Dooge 1989) es simple y ha simulado efectivamente el riego por superficie por lo cual Singh y Yu-Chen He (1988) lo aplicaron en surcos desarrollando una ecuación de avance básica de continuidad de flujo expresada en incrementos finitos de tiempo y distancia, la cual se muestra enseguida:

$$\Delta X_i = \frac{q_{i-1} \Delta t_j}{\beta A_o + 2/3 Z} \quad (2)$$

en donde q_{i-1} es el gasto de entrada al elemento líder en m^3/min , Δt_j el incremento de tiempo propuesto durante la simulación en minutos, β y $2/3$ coeficientes de ponderación adimensionales superficial y subsuperficial respectivamente, A_o el área transversal de la sección de flujo en m^2 considerada de forma geométrica parabólica uniforme, ΔX_i el incremento de distancia en m avanzada durante Δt_j y Z volumen unitario infiltrado en m^3/m en el mismo incremento finito de tiempo Δt_j .

El modelo Muskingum asume que el gasto de llegada (q_{i-1}) se distribuye en el elemento líder durante el incremento de tiempo Δt_j en un volumen de agua superficial más un volumen de agua infiltrada sobre el incremento de longitud ΔX_i ; el denominador de la ecuación 2 representa la suma promedio de ambas áreas, superficial y subsuperficial relacionada con dichos volúmenes como se muestra en Figura 2.

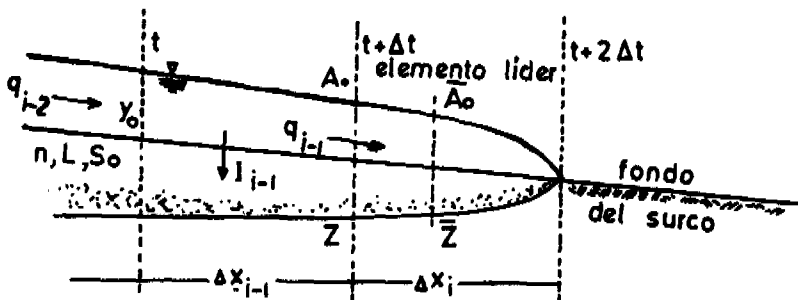


Figura 2. Distribución superficial y subsuperficial del flujo de agua que llega al elemento líder en cada incremento de tiempo

Durante la simulación de avance, el denominador se mantiene constante pero el volumen de entrada al elemento líder disminuye en cada incremento de tiempo reduciendo la velocidad de flujo, esto porque el gasto infiltrado aguas arriba de la estación "i" se incrementa conforme la sumatoria de ΔX_i se aproxima a L haciendo disminuir el gasto de llegada al elemento líder como lo expresa la siguiente ecuación:

$$q_{i-1} = q_{i-2} - I_{i-1} \Delta X_{i-1} \quad (3)$$

en donde I_{i-1} es la infiltración que ocurre antes del elemento líder y al multiplicarse por ΔX_{i-1} se transforma en gasto infiltrado; la función I se obtuvo derivando la función Z de Kostiakov establecida clásicamente como:

$$Z = K t^a \quad (4)$$

en donde Z representa volumen unitario promedio infiltrado en m^3/m de surco, K es el coeficiente y a el exponente de infiltración Kostiakov respectivamente.

Para estimar los coeficientes Kostiakov, los volúmenes infiltrados por estación determinados aplicando un balance volumétrico sobre la longitud completa de surco fueron correlacionados con tiempo de avance encontrando una relación de tipo potencial la cual al ser dividida por la función empírica de avance proporcionaba los valores de K y a, tal metodología es parecida a aquella propuesta por De Tar (1989).

La pendiente induce movimiento mientras que la rugosidad ofrece resistencia al flujo y generalmente el avance superficial del agua va siendo motivado por las diferencias de elevación y tirante entre una estación y la siguiente. Para considerar el efecto de tales variables, la geometría de los surcos se relacionó de la siguiente manera:

$$A_0 = \left(\frac{q_0^2 n^2}{\mu S_0} \right)^{1/\lambda} \quad (5)$$

en donde n es el coeficiente de rugosidad, S_0 la pendiente topográfica y los coeficientes geométricos $\mu=0.408$ y $\lambda=2.8$ se estimaron para una sección parabólica con espejo de 20-40 cm y tirante de 9-13 cm.

Los datos de entrada: L, q_0 , n, S_0 , μ , λ , k, a y β , mostrados en Tabla 3, fueron procesados en las ecuaciones 2, 3, 4 y 5 proponiendo una serie de Δt_j durante la predicción del avance hasta que $\sum \Delta X_i = L$. Los incrementos de tiempo se manejaron uniformes ($\Delta t_1 = \Delta t_2 = \Delta t_j$) con el primer Δt el

Tabla 3. Datos de entrada para modelo Muskingum

Datos	Gasto aplicado por surco (Lps)					
	1	2	3	4	5	6
Incremento de tiempo t ; min	10	10	5	5	3	3
Coefficiente β	0.44	0.54	0.46	0.55	0.43	0.61
Coefficiente K	0.0066	0.057	0.027	0.036	0.015	0.0037
Exponente a	0.330	0.076	0.123	0.109	0.318	0.929
Rugosidad n	0.052	0.024	0.033	0.032	0.032	0.030
Pendiente S_0 , m/m	0.0017	0.0004	0.0021	0.0012	0.0017	0.0013
Longitud L , m	200	200	200	200	200	200
Tiempo corte t_{co} , min	88	98	45	41	27	37

modelo estimaba ΔX , luego este par de valores se retroalimentaba para calcular el gasto de llegada y avance del elemento líder en el Δt_2 y así sucesivamente hasta completar la simulación. Un programa de computadora fué escrito en BASIC para resolver el modelo Muskingum rápidamente.

Modelo del Servicio de Conservación de Suelos (SCS)

El tiempo de avance por estación a lo largo de un surco es representado matemáticamente por una relación semilogarítmica (Jensen 1980) cuyos coeficientes f y g se obtuvieron por ajuste de los datos observados; el modelo SCS requiere la entrada de gasto (q_0), pendiente hidráulica del surco (S) y longitud (L) como lo indican las siguientes ecuaciones:

$$t = \frac{x}{f} e^b \quad (6)$$

siendo: $b = g \times q_0 S^{0.5} \quad (7)$

en donde t es el tiempo de avance, x es la distancia desde la entrada del surco a la estación "1", (el valor máximo de X es L), f y g con coeficientes de avance que varían con la familia de infiltración y $e = 2.718282...$

Tabla 4. Datos de entrada modelo SCS

Datos	Gasto aplicado por surco (Lps)					
	1	2	3	4	5	6
Incremento en						
Distancia Δx , m	10	10	10	10	10	10
Pendiente S m/m	0.0017	0.0006	0.0021	0.0013	0.0017	0.0013
Coefficiente $g \times 10^{-4}$	3.17	1.31	3.17	1.31	3.17	1.31
Coefficiente f	8.33	5.51	8.33	5.51	8.33	5.51

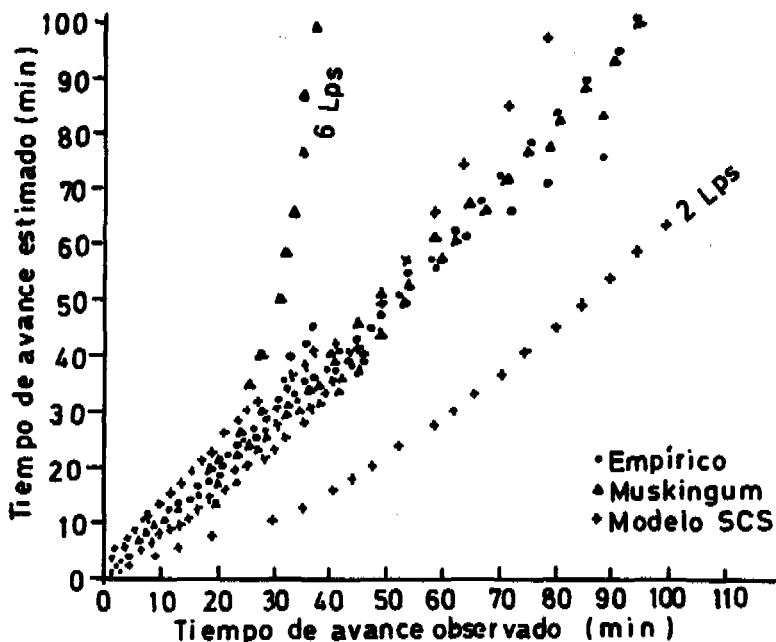


Figura 3. Comparación correlativa entre datos de campo y datos simulados por modelo matemático

CONFIABILIDAD DE LOS MODELOS

Para considerar el modelo como un "simulador perfecto" con predicciones aproximadamente iguales a los datos observados, se debería encontrar una recta comparativa con intersección en el origen de coordenadas (0,0) y pendiente de 45%; la tendencia de tales comparaciones se puede apreciar en la Figura 3 y a través de regresión forzada a cero se encontraron pendientes de: 44.4°, 45.3° y 39° e intersección de las recetas en: 0.55, 3.38 y 3.21 para los modelos empírico, SCS y Muskingum respectivamente.

Las predicciones del modelo Muskingum se desviaron bruscamente cuando se simuló el avance con 6 Lps tal gasto en el campo casi rebasaba la capacidad conductora de los surcos, y los coeficientes Kostiakov encontrados para este caso sobreestimaban los volúmenes infiltrados. El modelo SCS se desvió en la prueba de 2 Lps mientras que el modelo empírico se ajustó aceptablemente a la tendencia de campo pero sus resultados son aplicables solo en los surcos de trazo y manejo similares a los surcos de prueba.

La prueba t student demostró que las desviaciones probables no eran estadísticamente significativas al 99% de confianza concluyendo que los tres modelos tienen capacidad para

simular la tendencia de campo con suficiente precisión sin embargo dada su estructura y fundamento más hidráulico que estadístico, resulta más valioso el modelo Muskingum en programas de desarrollo, investigación o docencia enfocados al riego por superficie; aunque el acceso a microcomputadoras y el manejo de información pudieran ser limitantes en su uso.

El modelo empírico es muy usado por su simplicidad y se sugiere para facilitar el cálculo de la eficiencia de aplicación, eficiencia de almacenaje y uniformidad de la distribución en evaluaciones rápidas de campo.

REFERENCIAS

- De Tar, W.R. (1989), Infiltration Function from Furrow Stream Advance. Journal of Irrigation and Drainage Engineering ASCE 115(4):720-729.
- Elliot, R.L., W.R. Walker and G.V. Skogerboe (1982), Zero Inertia Modeling of Furrow Irrigation Advance. Journal of the Irrigation and Drainage Division. Proceedings of ASCE 108(3):179-194.
- Jensen, M.E. (1980), Design and Operation of Farm Irrigation Systems. The American Society of Agricultural Engineers. USA. 447-566 pp.
- Singh, V.P. and F.X. Yu (1987), A Mathematical Model for Border Irrigation. I. Advance and Storage Phases. Irrigation Science, USA. 8(3):150-155.
- Singh, V.P. and Yu-Cheng He (1988), Muskingum Model for furrow Irrigation. Journal of the Irrigation and Drainage Engineering. USA. 114(1):89-103.
- Strupczewsky, W.G., J.J. Napiorkowsky and J.C.I. Dooge (1989), The Distributed Muskingum Model. Journal of Hidrology, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam. 111(): 235-257.

IMPROVING THE EFFICIENCY OF CENTER PIVOT IRRIGATION WITH LEPA

Guy Fipps and L. Leon New, Extension Agricultural Engineers, Department of Agricultural Engineering, Texas A&M University System, College Station, TX 77843.

ABSTRACT

LEPA (Low Energy Precision Application) multi-functional center pivot systems have measured efficiencies of 95 to 98 percent. LEPA is usually combined with improved agronomic practices such as furrow diking and planting in a circle to further enhance irrigation water management. LEPA was developed in Texas in the earlier 1980's and is now widely used throughout the State. Here eight years of field evaluations and demonstrations are summarized. Guidelines on LEPA conversion, management and chemigation are also discussed.

DEVELOPMENT AND EVOLUTION OF LEPA

The LEPA (Low Energy Precision Application) concept grew out of efforts by agricultural engineers at Texas A&M University to develop a system that would reduce the energy requirements of center pivot irrigation and maximize rainfall and applied irrigation water (Lyle and Bordovsky 1981). The basic approach was to eliminate high spray evaporation losses and to develop an irrigation system compatible with furrow diking. Furrow diking is a soil tillage practice which greatly reduces runoff (Gerard, 1987; Lyle and Dixon, 1977). Researchers developed prototype orifice controlled nozzles which discharged water at low velocities in a bubble pattern. The orifices were attached to drops and located at a height of 50 to 100 mm (2 to 4 in) above the furrows. Water losses with this system were found to be only 2 to 5 per cent, compared to 25 to 30 percent for the conventional sprinkler system (Lyle and Bordovsky, 1983).

In 1983, the Texas Agricultural Extension Service of the Texas A&M University System began working with LEPA with the goals of: 1) exposing growers to the experimental concept, 2) developing a commercialized LEPA system suitable for both existing and new center pivots, and 3) determining the design and management restraints of the concept. The two most challenging aspects of this effort were a) reducing the costs of materials for LEPA and b) overcoming dealer and grower resistance to the developing technology.

Cooperating with manufacturers, multi-functional LEPA heads were developed that could operate in the three different modes illustrated in Fig. 1. The pressure regulator was lowered and combined with the nozzle and other components to form the LEPA head, thus further lowering operating pressure requirements. This arrangement led to the development of

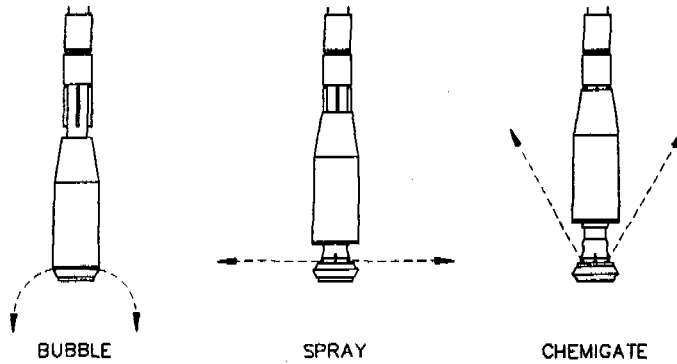


Fig. 1. Three modes of operation for a modern LEPA sprinkler head: the bubble mode; the horizontal spray mode; and the chemigation (upward spray mode).

higher pressure, flexible LEPA drop hoses. Experimental work and field tests showed that the optimum height for the LEPA head was between 20 and 46 cm (8 to 18 in) above the ground.

A number of field trails were conducted during the 1983 and 1984 growing seasons on the Texas High Plains to determine whether LEPA heads could be placed in every other furrow (of crops planted in a circle) without yield reductions (Table 1). In 1987, an integrated, multi-functional LEPA head became commercially available (Fig. 2) which has increased grower acceptance of LEPA. All three operation modes are accomplished simply by adjusting the hood position and turning the spray pad. Currently, this is the only LEPA head commercially available, although others are reportedly being developed.

Table 1. Yields Under Spans Converted to LEPA with Drops in Every Row and Alternative Rows on the Same Center Pivot for Crops Planted in a Circle.

ID	CROP	YIELDS (kg/ha)		% difference of alternate rows
		every row	alternate rows	
83HC	corn	13293	13372	+ 0.6
84DC	corn	11982	11948	- 0.3
84SF	corn	11859	11758	- 0.8
83WW	grain sorghum	529	527	- 0.4
83SF	sugar beets	54406	55594	+ 2.1

LEPA VERSUS LOW PRESSURE SYSTEMS

LEPA differs from other types of low pressure nozzles and heads in several ways. Generally, it operates at lower pressures and has higher irrigation water application and distribution efficiencies. The distinct feature of LEPA is its ability to produce a high efficient bubble pattern which minimizes spray drift losses and keeps the foliage dry. A true LEPA head will produce two additional spray patterns. The horizontal spray mode is designed for pre-irrigations, crop germination, applying herbicides and foliage chemigation of low profile crops. The chemigation mode is designed to spray the water/chemical mixture up into the canopy of high profile crops such as corn. One advantage of the chemigation mode is that the underside of foliage can be easily treated.

Energy and Water Savings - An Example

The difference between LEPA and other types of center pivot sprinkler systems can be best illustrated by examining a particular situation. Tables 2 and 3 summarize the potential water and fuel savings with LEPA for a typical center pivot system located in the Winter Garden Area of South Texas. These calculations are for a quarter mile (400 m) pivot originally installed with high pressure impacts, and the following:

system data

pumping lift = 250 ft

friction losses in system = 22 psi

operating pressure = 90 psi

system flow rate = 900 gpm

yearly operating time = 2500 hours

Note: Assumption: the diesel powered pumping plant meets the Nebraska Performance Standards: each gallon of diesel fuel will provide 12.5 water horsepower-hours.

 Table 2. Sprinkler systems for a 1/4 mile center pivot operating at 900 gpm. Calculations are based on supplying 248 ac-ft of water to the crop, adjusted for losses due to the application efficiency of each system.

system	efficiency ¹ (percent)	operating pressure	hours of ² operation	TDH ³ (ft)
high pressure impacts	60	90 psi	2500	509
low pressure drop nozzles	80	40 psi	1875	393
LEPA	95	20 psi	1579	347

¹ assumed application efficiency of each system.

² average annual hours of operation accounting for the application efficiency of each nozzle system.

³ TDH = total dynamic head = pumping lift + friction losses + operating pressure.

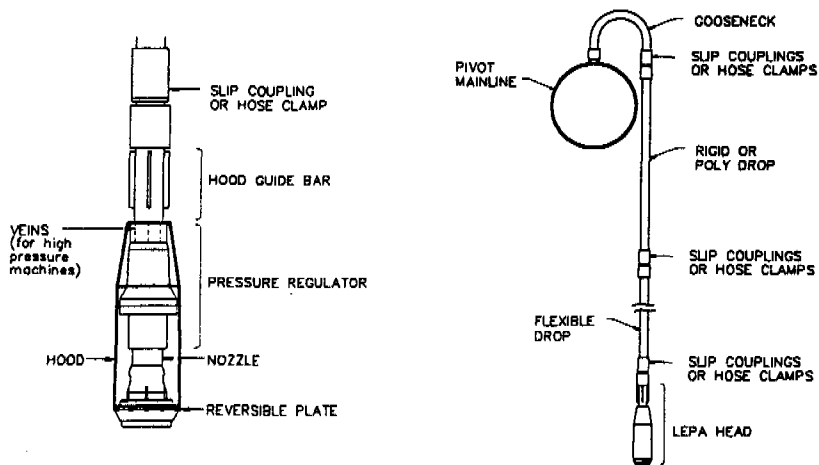


Fig. 2a. Diagram of the only commercial multi-functional LEPA head currently on the market; Fig. 2b. Typical drop arrangement for LEPA irrigation.

Table 3. Total water pumped and gallons of diesel fuel for the systems given in Table 2.

system	volume of water (ac-ft)		diesel fuel (gal)
	pumped	applied to crop	
high pressure impacts	414	248	23,260
low pressure drop nozzles	310	248	13,486
LEPA	262	248	10,023

FIELD EVALUATION OF LEPA

Field trails have been conducted to obtain yield comparisons between LEPA and conventionally equipped center pivots on partially-converted systems. Details of these trails are given by New and Fipps (1990) and Fipps and New (1990). Yields from under the LEPA span and the next interior unconverted span are given in Table 4. Where irrigation water is limited, yields are higher under the LEPA span than under the conventionally equipped span due to the larger amounts of irrigation water reaching the crop. Where water is not limited, similar yields of corn are achieved with only 67 to 80 percent of the water applied by conventional methods.

=====

Table 4. Yield comparisons under LEPA converted spans and conventionally equipped spans on the same pivot (for S.I. units, see Fipps and New, 1990).

ID	CROP	YIELD (lb/ac)		INCREASE WITH LEPA	
		LEPA	conventional	(lb/ac)	\$/ac ¹
86DM	corn (ensilage)	56000	51400	4600	\$ 41
89LFA	corn (blue)	1909	1763	146	54
89TH	cotton	797	705	92	-
89LFB	peas (purple hull)	1267	1055	262	42
85JHFA	peanuts (Pronto)	4765	4445	320	52
85JHFB	peanuts (McRan)	4235	3725	510	115
86JHF	peanuts (NC7)	4310	3210	1100	203
89GTA	peanuts (Gk-7)	6462	6050	412	53
89GTB	peanuts (florunner)	6534	5978	556	120
89LF	peanuts (florunner)	3689	3267	422	177
83SF	sugar beets ²	8260	7360	900	151
90 JR	peanuts	5449	4756	693	-
90 EK	peanuts	5440	4370	1070	233

¹ gross price received by grower

² yields expressed in pounds of sugar produced per acre

CONVERSION TO LEPA

LEPA drops are usually located in every other furrow. The every other row arrangement, however, is adjusted near the towers to keep a drop out of the wheel tracks so that they will remain dry. On some vegetable crops, drops are used in every furrow. Some conversion guidelines are given below. For more information and detailed discussion, see New and Fipps (1990).

The every other row spacing is closer than the spacing used with other types of center pivot sprinkler systems. Thus, more drops (and mainline outlets) are required on the pivot. To accommodate the additional outlets needed for LEPA, most center pivot manufacturers now offer outlets spaced 1.5 or 2 m (60 or 80 in) apart on the mainline as an option. Either

spacing fits conveniently into 48 m (160 ft) spans lengths. This length and spacing also makes farming in a circle easier. A regular gooseneck or furrow arm connects to the outlet in the mainline. LEPA heads are attached to a flexible hose that is either connected to standard rigid drop or directly to the gooseneck (Fig. 2b).

Water outlets on existing center pivot mainlines are typically spaced between 2.6 and 3 m (8.5 and 10 ft). Since LEPA drops are placed between every other crop row (usually 5 or 6 ft apart), additional plumbing is needed. Conversion to LEPA can be accomplished by one of two methods: 1) using existing outlets with elbows, tees and clamps, or 2) adding additional outlets.

To use only the existing outlets, tees and elbows are inserted as is needed to supply water to the additional drops. The drops are attached to the center pivot mainline using specially designed clamps which are sized exactly for individual mainline diameters. The drop is connected to each elbow or tee with flexible polyethylene drip tubing and compression fittings.

New outlets can be installed using a "swedge coupling" made of metal alloy by the Lindsay Corporation. The swedge coupling is inserted into a hole drilled into the mainline, and an hydraulic press is used to compress the coupling against the inside of the pipe, making a water-tight seal. Regular goosenecks are then screwed into the coupling. Conversion to LEPA can also be accomplished by welding threaded female couplings to the existing mainline. Since welding destroys the galvanized coating, welded couplings are most applicable for ungalvanized mainlines. As with the swedge coupling, existing goosenecks and drops can be used with the welded couplings.

TOTAL WATER MANAGEMENT WITH LEPA

At least 20 per cent more water will reach the ground than from conventionally equipped center pivots. Also, water is discharged into the furrow over a smaller area of soil. Runoff will likely occur, especially on clay soils, unless furrow dikes, furrow ripping, deep chiseling or other tillage practices are used to improve water infiltration. Frequently, the pivot is run at a greater travel speed to compensate for the additional water reaching the ground.

Furrow diking is one of the most effective methods of reducing field runoff. Furrow diking is mechanical tillage practice that places mounds of soil at intervals across the furrow to form storage basins. Rainfall or irrigation water is trapped and stored in the basins until it soaks into the soil. Furrow diking works well and has been found to reduce runoff and to increase yields for both dryland and irrigated crop production (Jones and Clark, 1982; Lyle and Dixon, 1977). A complete discussion of furrow diking is given by Gerard (1987).

Another method for reducing runoff and improving the distribution of water into the soil is farming in a circle. This holds true for both LEPA and conventional center pivot systems. Also, when crops are planted in a circle, the pivot never dumps all the water in a few furrows as it can when it parallels straight planted rows. Scheduling irrigations using soil moisture monitoring devices (i.e. tensiometers or gypsum blocks) is also highly recommended. To monitor system operation and to ensure that proper pressure is being supplied, a pressure gauge is installed in the last drop at the end of the mainline. The 6 psi pressure regulators used with most LEPA heads require at least 62 kPa (9 psi) inlet pressure to operate properly.

CHEMIGATION WITH LEPA

In the United States, all chemigation must be in compliance with the 1988 US Environmental Protection Agency's label improvement program and applicable state regulations. Research is proving that LEPA provides effective and safe application of labeled insecticides, fungicides and herbicides (Bynum et al., 1988). The LEPA chemigation mode is designed to direct water and chemical upward into the crop canopy in order to effectively treat the underside of foliage (Fig. 1). Changing to the chemigation mode on a 400 m (quarter) pivot takes one person less than an hour. The following summaries recommendations developed from chemigation field demonstrations since 1987. More detailed information is given by New (1990) and New et al. (1989).

Insecticide Formulations

For conventional air or ground application of insecticides, emulsifiers are added to commercial insecticide formulations to assure good mixing with water. However, for chemigation, mixing of the insecticide with water may result in the insecticide being washed off the plant by the irrigation water. Thus, oil carriers are usually recommended. It follows that insecticide formulations best suited for chemigation are those insoluble in water but soluble in oil. However, since most insecticide formulations contain emulsifiers, the addition of a nonemulsified oil may be necessary to overcome the effect of the emulsifiers. Some insecticides have a low water solubility, so an oil carrier is not always needed. Other insecticides are water soluble but not readily oil soluble. These insecticides may perform poorly when chemigated because their high water solubility cannot be overcome by mixing with an oil. Nonemulsified vegetable and petroleum based oils have been used for chemigation with equal success. Typically, oils are mixed 1:1 with the insecticide. If using vegetable oils (cottonseed, soybean oil), use only "once refined" grade, as emulsifiers are sometimes added during later refinement.

Chemigation of Corn Pests With LEPA

Research has demonstrated that miticides can be effectively applied to the underside of lower corn leaves (the area where mites feed) with LEPA center pivots modified for chemigation (Lyle et al., 1989). Detailed results from field tests are given by New et al. (1990). These data show that coverage of the underside of lower corn leaves with LEPA chemigation of Comite® and Capture® provided excellent control of spider mites. Nonemulsified cottonseed oils 1.75 l to 2.34 l/ha (1.5 to 2 pints/ac) can be mixed with Comite®, Capture® or dimethoate before injection for spider mite control. Insecticides applied for Southwestern and European corn boers are effective if the spray reaches above the ear region.

SUMMARY

LEPA (Low Energy Precision Application) is one of the most efficient irrigation methods available today, having an application efficiency in the bubble mode of 95 to 98 percent. LEPA operates at very low pressures, offering significant savings in

energy costs. Since the original experimental work at Texas A&M University, the technology has greatly evolved. Numerous field trails have been conducted to test changes in the concept and improvements in the design of the LEPA head. Yield from under center pivots partially converted to LEPA consistently are higher for the LEPA than for conventionally equipped spans in situations where water is limiting. Chemigation with LEPA has proven to be effective for controlling corn pests.

REFERENCES

- Bynum, Jr., E.D., T.L. Archer, W.M. Lyle and J.P. Bordovsky. 1988. Chlorpyrifos application for greenbug (Homoptera: Aphididae) control with a new multi-functional irrigation system. *J. Econ. Entomol.* Vol 81(6):1781-1784.
- Fipps G. and L.L. New. 1990. Six Years Of LEPA in Texas - Less water, higher yields. Proceedings of the Third National Irrigation Symposium, Phoenix, Oct 28-Nov. 1 (ASAE Publication 04-90).
- Gerard, C. J. 1987. Furrow diking and subsoiling studies in the Rolling Plains. Texas Agricultural Experiment Station, Bulletin B-1585.
- Jones, O. R. and R. N. Clark. 1982. Effect of furrow dikes on water conservation and dryland crops yields. *Agron. Abstr.*, p. 250.
- Lyle, W. M. and J. P. Bordovsky. 1981. Low energy precision application (LEPA) irrigation system. *Trans. of the ASAE* 24(5):1241-1245.
- Lyle, W. M. and J. P. Bordovsky. 1983. LEPA irrigation system evaluation. *Trans. of the ASAE* 26:776-781.
- Lyle, W.M., E.D. Bynum, Jr., J.P. Bordovsky and T.L. Archer. 1989. In canopy chemigation with multi-function LEPA irrigation systems. *TRANS of the ASAE.* Vol 32(6):2009-2014.
- Lyle, W. M. and M. R. Dixon. 1977. Basin tillage for rainfall retention. *ASAE Trans.* 20:1013-1017,1031.
- New, L.L. and G. Fipps. 1990. LEPA Conversion and Management. Texas Agricultural Extension Service Publication B-1691, Texas A&M University System.
- New, L.L. (editor). 1990. Chemigation workbook. Texas Agricultural Extension Service Publication B-1652, Texas A&M University System.
- New, L.L., A. Knutson and G. Fipps. 1990. Chemigation with LEPA center pivots. Proceedings of the Third National Irrigation Symposium, Phoenix, Oct 28-Nov. 1 (ASAE Publication 04-90).

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO HIDRAULICO DE DISPOSITIVO SIMPLIFICADO DE RIEGO POR GOTEO.

Nabil J. Eid - Depto. Eng. Civil / Universidade de Brasília
Caixa Postal 15 - 3041
Cep 70 919 Brasília DF Brasil

RESUMEN

En el presente trabajo se objetiva presentar el análisis hidráulico de gotero de un sistema alternativo de riego, que emplea tubería de polietileno con microtubo de longitud constante, obturado según la posición en terreno y carga hidráulica a que está sometido. Se efectúa la obturación del microtubo a través del reuso de equipo hospitalar desechado. Para este sistema se evalúa su hidráulica en función de la relación presión-caudal y coeficiente de variación del caudal medio de los goteros ensayados a diferentes presiones, efectuando su clasificación de acuerdo con las prescripciones técnicas definidas por el Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario de España.

INTRODUCCION

En Brasil varios métodos sencillos de riego localizado son utilizados por pequeños productores, particularmente en la región noreste, semiárida, del país.

La escasez de agua haz con que el método de riego localizado sea especialmente adaptado a aquella región, que además posee agua y suelo con elevado potencial para salinizarse, y suelos frecuentemente delgados.

El costo de regar una hectárea empleándose los sistemas de riego localizado, comerciales, alcanza 3000 dólares americanos, lo que torna inviable su utilización por los pequeños productores sin capital, aún que el método sea altamente recomendable para la región.

De esta forma, en la región se adoptan métodos alternativos de riego localizado, sin que se efectue una evaluación de su condición hidráulica de funcionamiento.

Vislumbrando en el equipo controlador del flujo de

medicamentos para el enfermo, elevado potencial de utilización como dissipador de carga hidráulica, se decidió evaluar su desempeño hidráulico para actuar como gotero, en lo que se refiere a la uniformidad de aplicación de agua y relación caudal-presión.

MATERIALES Y METODOS

Se realizó el experimento en laboratorio, utilizándose como reservorio de nivel constante un recipiente de 250 l de capacidad, localizado 10 m por encima del nivel de referencia (piso del laboratorio). Se conectó el recipiente a la red pública de distribución de agua. Su presión elevada y el bajo caudal requerido permitieron que la oscilación del nivel de agua fuera de menos de 1 cm, mismo para los mayores caudales.

La conexión del reservorio con la tubería lateral donde se instaló los goteros fué efectuada a través de una tubería (principal) de PVC con una pulgada de diámetro, en la cual se instaló válvula de compuerta para regular la presión. Las presiones de prueba fueron mensuradas a través de manómetro diferencial de mercurio, con precisión milimétrica.

La tubería lateral no posee especificación por se tratar de una adaptación. Se empleó como tubería lateral un producto comercializado para la conducción de hilos de electricidad en instalaciones de edificaciones, conocida por "manguera preta". El bajo control de calidad de esta tubería solo permite una caracterización aproximada de su diámetro interno y espesor, respectivamente 15.5 e 1.5 mm.

Para efectuar una evaluación de la pérdida de presión en la tubería, previo a su perforación e instalación de los goteros, se midió el caudal para presiones variando desde 1.5 hasta 5.0 m, a cada 0.5 m.

Se perforó la tubería manualmente a intervalos regulares de 0.6 m, con un total de 87 perforaciones (longitud total de tubería de 40.2 m). La tubería fué instalada 0.3 m por encima del nivel de referencia. A través de estas perforaciones se introdujo cerca de 10 mm de la extremidad del microtubo.

El gotero, por lo tanto, está constituido por un microtubo de longitud aproximada 15 cm, diámetro externo de 3.5 mm e interno de 2.5 mm, y por un controlador de caudal (véase la Figura 1). La obturación del microtubo se efectúa a través de la movimentación del cilindro por su guía. El dispositivo controlador del caudal acoplado al microtubo permite que se utilice longitud constante de microtubo así como diámetros relativamente grandes, en lugar de se utilizar, de acuerdo con la recomendación de Vermerien & Jobling (1984),

longitudes variables de microtubo (y diámetros pequeños) para se obtener la uniformidad necesaria cuando se rega a través de este método.

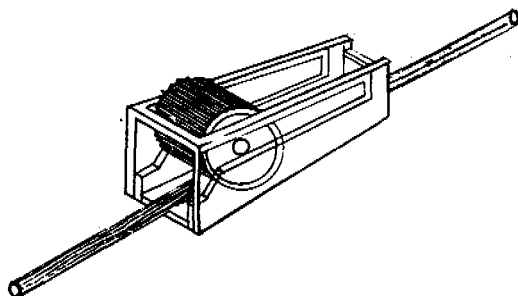


Figura 1: Vista general del gotero ensayado,

Para se evaluar el comportamiento hidráulico del gotero se efectuó pruebas con 8 presiones oscilando entre 1.474 m e 6.498 m.

El gotero fue calibrado para proporcionar un caudal de 4 l/h bajo la presión de 5 m. Esta calibración consistió en la obturación del microtubo de un único gotero, generándose una determinada frecuencia de goteo. Se midió el tiempo y volumen coletado en varias pruebas hasta que se logró obtener el caudal de 4 l/h. Tal procedimiento tuvo como objetivo sensibilizar al técnico para el reglaje del gotero en condiciones similares a aquellas que se efectuaría en el campo.

Todos los 67 goteros fueron entonces reglados sin medición del volumen, apenas por observación del goteo, para proporcionar el caudal de 4 l/h bajo la presión de 5 m. El volumen emitido por cada gotero en 10 minutos, coletado en recipientes adecuados, permitió cuantificar su caudal. Se buscó cuantificar la pérdida de carga provocada por un gotero midiéndose la presión antes y después del gotero de posición 23.

Para evaluar la relación caudal-presión se consideró el ajuste de la ecuación:

$$Q = K_d \cdot H^x, \quad (1)$$

donde Q representa el caudal emitido por un gotero (l/h), K_d es su coeficiente de descarga, H es la presión de entrada de agua en el gotero (m) y x es su exponente de descarga.

Los goteros analizados para el estudio de la relación caudal-presión fueron los de las posiciones 1 y 23 a partir del inicio de la tubería, así como el caudal medio de los 67 goteros para la presión al inicio de la tubería.

La uniformidad de aplicación de agua fué evaluada en función del coeficiente de variación del caudal emitido por el conjunto de goteros instalados. El cálculo del coeficiente de variación fué efectuado de acuerdo con la ecuación:

$$C_v = \sigma / \bar{Q} \quad (2)$$

donde C_v es el coeficiente de variación del caudal, σ es la desviación típica del caudal de los n goteros ensayados a una dada presión de entrada en la tubería y \bar{Q} es el caudal medio de los n goteros ensayados a esta presión.

De acuerdo con el IRYDA (1986), los caudales coletados deben se ajustar a una distribución normal y por lo tanto se tendrá que:

- a) todos los caudales observados deberán estar, prácticamente, en el entorno del caudal medio $\pm 3 \sigma$.
- b) aproximadamente 95% de los caudales estarán en el entorno del caudal medio $\pm 2 \sigma$.
- c) la media de los $n/4$ valores más bajos observados de caudal deberá ser igual al caudal medio $- 1.27 \sigma$.
- d) 68% de los caudales estarán en el entorno del caudal medio $\pm \sigma$.

Según la fuente citada, los emisores de riego localizado pueden ser clasificados de acuerdo con la tabla abajo :

Tabla 1: Clasificación de los emisores de acuerdo con el coeficiente de variación del caudal.

Goteros, miniaspersores y difusores	
$C_v \leq 0.04$	Excelentes
$0.04 < C_v \leq 0.07$	Medios
$0.07 < C_v \leq 0.11$	Marginales
$0.11 < C_v \leq 0.15$	Deficientes
$0.15 < C_v$	Generalmente inaceptables
Tuberías o mangueras de goteo	
$C_v \leq 0.10$	Buenas
$0.10 < C_v \leq 0.20$	Medias
$0.20 < C_v$	Deficientes a inaceptables

RESULTADOS Y DISCUSION

Para una presión de 1.5 m el caudal que escurre por la

tubería sin que los goteros estean instalados, con 41 m de longitud, fué de $9.21E-2$ l/s, superior al caudal previsto con los 67 goteros instalados ($7.44E-2$ l/s). Con la derivación a través de los goteros (4 l/h cada) la pérdida de carga observada se redujo para cerca de 0.4 m. Para este caudal y por presentar valor inferior a 1 mm de mercurio, se despreció la pérdida de carga localizada provocada por un único gotero.

La Tabla 2 presenta las cargas de ensayo, encunanto que la Figura 2 representa, de forma gráfica, la variación del caudal observado en los goteros, para la carga 7.

Tabla 2: Cargas de ensayo de los goteros (m.c.a.).

CARGA1	CARGA2	CARGA3	CARGA4	CARGA5	CARGA6	CARGA7	CARGA8
1.474	1.645	1.806	2.300	2.942	3.758	5.078	6.498

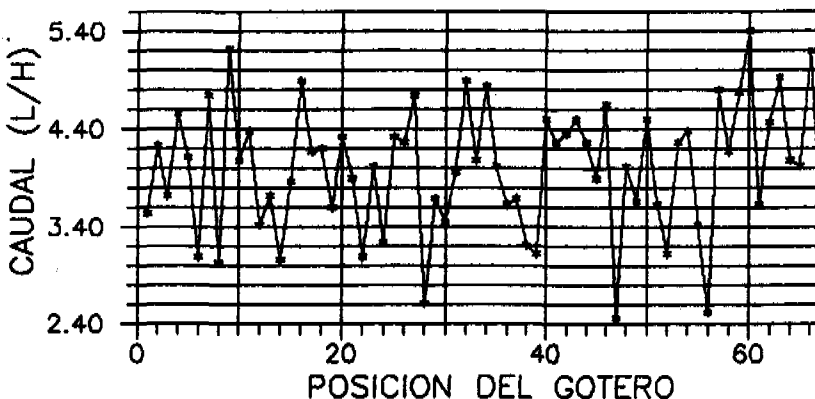


Figura 2: Caudal en los goteros para la carga 7.

Las medias, desviaciones típicas y coeficientes de variación de los caudales, para cada una de las cargas, están indicadas en la Tabla 3.

Tabla 3: Caudales medios (l/h), desviaciones típicas y coeficientes de variación (%) para cada carga analizada.

	CARGA1	CARGA2	CARGA3	CARGA4	CARGA5	CARGA6	CARGA7	CARGA8
\bar{Q}	1.67	2.89	2.94	3.22	3.57	3.89	4.00	3.99
σ	0.29	0.48	0.43	0.43	0.49	0.47	0.65	0.59
C_v	17.6	15.9	14.6	13.4	13.8	12.0	16.2	14.7

Relación caudal-presión

La Tabla 4 presenta la relación caudal-presión para los goteros de las posiciones 1 y 23, así como el caudal medio de los 67 goteros para la presión del inicio de la tubería. Las presiones en el primer gotero y al inicio de la tubería fueron consideradas iguales en función de su reducida diferencia (menor que 2 cm), mismo para la mayor de las presiones.

De inicio, hay que se efectuar consideraciones sobre el modo por el cual los goteros fueron calibrados. Para una presión seleccionada, un gotero fué utilizado para entrenamiento y posteriormente los demás fueron reglados tan solamente por la observación de la frecuencia de goteo. Así, la discusión que se efectúa a continuación está, por supuesto, relacionada con las condiciones en que los datos fueron obtenidos.

Tabla 4: Caudales y presiones seleccionadas para análisis del comportamiento hidráulico de los goteros.

Gotero 1								
Q	1.65	3.18	3.36	3.48	3.66	3.63	3.54	4.08
H	1.474	1.645	1.906	2.300	2.942	3.758	5.078	6.498
Gotero 23								
Q	1.20	2.13	2.34	3.51	3.57	3.87	4.02	2.64
H	1.436	1.497	1.783	2.140	2.794	3.511	4.831	6.264
67 Goteros								
\bar{Q}	1.67	2.89	2.94	3.22	3.57	3.89	4.00	3.99
H	1.474	1.645	1.906	2.300	2.942	3.758	5.078	6.498

La presión de 5 m asumida tuvo como objetivo verificar la capacidad de funcionamiento del sistema a bajas presiones que, todavía, permitiesen la instalación de numerosos emisores.

Cuanto a los resultados obtenidos, al observar la Tabla 5 queda evidente que la presión extrema inferior produce un caudal muy inferior a aquel proporcionado por la presión siguiente, en cualquier de los goteros analizados, lo que ya permite concluir que para una dada calibración del gotero, habrá una presión límite a partir de la cual se verifican variaciones bruscas e indeseables del caudal.

Como resultado que demuestra una baja consistencia en la relación caudal-presión del gotero, se tiene el caudal del gotero 23 para la mayor de las presiones, cuando ocurre una inexplicable inversión del comportamiento del caudal por él emitido. Nuevas pruebas deberán ser realizadas para se observar si tal efecto se repite, y cuál su origen. Comportamiento similar al del gotero 23 presentó el gotero 1, con ligera reducción del caudal para un aumento de la presión, de 2.942 a 5.078 m.

El aspecto notable, que merece sea más explorado experimentalmente, reside en la contrariedad al aspecto recién mencionado y en la aparente estabilidad del caudal emitido por los goteros cuando calibrados del modo presentado y sometidos a una presión variable entre aproximadamente 3 y 5 m. Para el gotero 1 este caudal correspondió a cerca de 3.8 l/h; el gotero 23 sometido a presiones ligeramente inferiores proporcionó caudales que oscilaran entre 3.57 y 4.02 l/h; en cuanto que la media de los 67 goteros presentó valores muy similares a estos.

Tal característica de los goteros, de mantener el caudal prácticamente constante a pesar de variaciones en la presión, es muy útil en condiciones de terreno irregular. Entre tanto, para el riego empleándose este gotero, después de se instalar la tubería, hay que se efectuar el reglaje, único e individual de cada gotero. Tanto para este cuanto para los demás goteros no se recomienda modificar la condición hidráulica de funcionamiento para alterar el volumen de agua aplicado, debiéndose optar por aumentar o reducir el tiempo de funcionamiento del sistema para se alcanzar las condiciones deseadas.

Uniformidad de aplicación de agua

Este es el aspecto de mayor importancia para garantizar el funcionamiento adecuado del sistema. Las variaciones debidas a la fabricación y reglaje de los goteros propiciará variaciones en el caudal emitido por cada uno de ellos, tal como se observa en la Figura 2.

Los resultados de las pruebas efectuadas para se evaluar el ajuste de los valores observados a la distribución normal, presentados en la Tabla 5, demuestran que la proximidad de los resultados obtenidos con los teóricos permite que se establezca la clasificación del gotero cuanto a su coeficiente de variación, de modo a se definir la calidad de la uniformidad de aplicación de agua.

De esta forma y de acuerdo con los valores de los coeficientes de variación presentados en la Tabla 4, y el criterio establecido por el IRYDA (1986) y presentado en la Tabla 1, el gotero probado varía de deficiente a

Tabla 5: Verificación del ajuste de los caudales observados a la distribución normal, de acuerdo con IRYDA (1986).

	CARGA1	CARGA2	CARGA3	CARGA4	CARGA5	CARGA6	CARGA7	CARGA8
$\pm 3\sigma$	98.5%	98.5%	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
$\pm 2\sigma$	97.0%	95.5%	95.5%	94.0%	94.0%	94.0%	94.0%	92.5%
$\pm 1\sigma$	70.1%	71.8%	73.1%	73.1%	64.2%	74.6%	67.2%	65.7%
$\bar{q}_{1,7}$	1.34	2.34	2.38	2.64	2.88	3.32	3.15	3.24
$-e\sigma$	1.30	2.30	2.40	2.67	2.95	3.29	3.18	3.24

ans. 27

generalmente inaceptable por la amplitud de variación del caudal emitido. Entre tanto, si se considera el sistema como manguera de goteo, recibe la clasificación de medio, por la menor exigencia que se hace a los productos no comercializados.

CONCLUSIONES

Aún que represente un avance el conocimiento parcial de las condiciones de funcionamiento, en laboratorio, de un tipo de gotero no comercializado, bajo el punto de vista hidráulico se puede decir que los resultados alcanzados con este gotero fueran, cuando mucho, satisfactorios, ya que a pesar del mismo presentar elementos de control del caudal emitido, su clasificación cuanto a la uniformidad no es más que mediana. Muchos elementos todavía faltan para se efectuar evaluaciones definitivas sobre este y otros emisores, tanto en el riego localizado como en el riego bajo presión de modo general, donde las informaciones de los fabricantes son con frecuencia las únicas que el técnico proyectista dispone. Dentre los elementos que necesitan ser profundizados en la evaluación de goteros no comercializados se destaca el económico: el significado de la baja inversión inicial en la decisión del pequeño productor de regar sus culturas y la cuantificación de la relación beneficio/costo de se adoptar este u otro método cualquier de riego.

REFERENCIAS

- IRYDA - Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario (1986), Normas para la Redacción de Proyectos de Riego Localizado, Manuales Técnicos N. 4. Madrid, España.
- Vermeiren, L. & Jobling, J. A. (1984), Localized Irrigation design, installation, operation, evaluation. FAO Irrigation and Drainage Paper N. 38. Roma.

MODERNIZACION DEL RIEGO POR SURCOS

RESUMEN

Ing. Luis Zierold Reyes., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac No. 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos.

En la nueva técnica que se propone, se demuestra que para modernizar el Riego por Surcos y obtener una eficiencia aproximada al 90%, no son necesarios instrumentos o procedimientos sofisticados, sino que basta con que se implante una "Receta de Riego", en la que se estipule que el Gasto máximo suministrado sea en proporción de la longitud del surco, que no rebase la capacidad de los mismos, ni sea erosivo, y que se ajuste a la velocidad de infiltración del suelo, para que no falte ni sobre agua al final del surco. Que el tiempo de suministro del agua sea el necesario para cubrir el volumen requerido.

Con el agua ahorrada mediante la Implantación de esta Modernización en todos los Distritos de Riego de México, podría incrementarse el área de segundos cultivos en 300 000 ha, a un costo inferior del 1% por ha, del costo de una nueva ha de riego, para cubrir los costos de la Asesoría Técnica al usuario, sin costo alguno para éste.

METODO DE RIEGO POR SURCOS

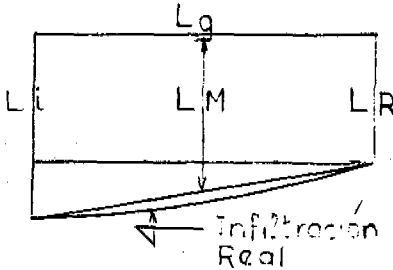
Este método es uno de los más usados universalmente en los cultivos que se plantan en hileras. Los surcos son canales pequeños en los que el agua se infiltra en la dirección vertical y lateral, al mismo tiempo que se mueve en el sentido de la pendiente.

Aplicación y Diseño

Existe una relación íntima entre la longitud de los surcos, su pendiente, la velocidad de infiltración de los suelos, la lámina y tiempo a proporcionar del agua y el gasto por surco de los cuales depende en su conjunto, la eficiencia que obtendrá en la aplicación del agua al surco.

Es adaptable a cualquier tipo de suelo con una infiltración de lenta a moderada, excepto arenas (que deben regarse por aspersión o goteo) o suelos que se agrieten produciendo desbordamiento lateral del surco.

Perfil de la Infiltración del Agua a lo largo del surco.



- Lg = Longitud del surco (en m)
- LR = Lámina de riego (en mm)
- IB = Infiltración básica (en mm/hr)
- Ef = Eficiencia de aplicación (en decim)
- LM = Lámina media = LR/Ef. (en mm)
- Li = Lámina por infiltrar al principio del surco (mm)
- Lf = LR (en mm)
- Ts = Tiempo requerido para que se infiltre Li (en seg) Obtenida de la gráfica No. 1
- Tf = Tiempo mínimo para que se infiltre LR obtenida de la gráfica No.1 (en min)
- q = Gasto por surco (en l/s)
- w = Ancho del surco (en m)

$$LM = \frac{LR}{Ef} = \frac{Li + LR}{2}$$

$$Li = 2Lm - LR$$

Ts = Dato obtenido de la gráfica No. 1

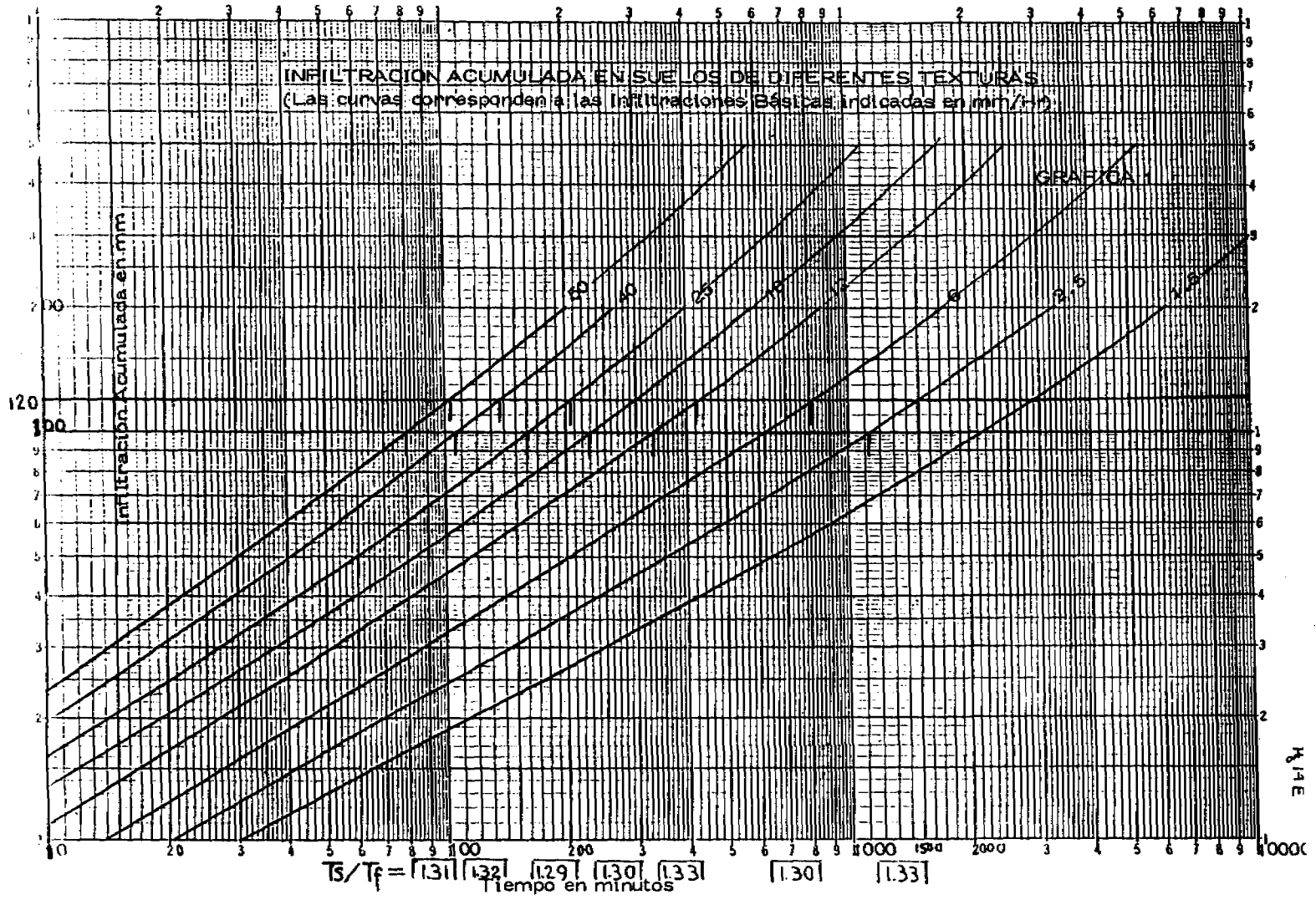
* Se ha supuesto que la infiltración toma la forma de un trapecio que aunque esto no se ajusta a la realidad, el error que se comete varía de 3% a 5%, despreciable en comparación de otros factores (cambios en la infiltración, pendiente, rugosidad, etc., que afectan la longitud del surco)

Volumen (en lt) por infiltrar en el surco = 60 Tsxq = WxLMxLg
Consecuentemente la longitud del surco es:

$$Lg = \frac{Vol}{W \times LM} = \frac{q \times Ts}{W \times LM} = \frac{q \times Ts}{W \times LR/Ef} = \frac{q \times Ts \times Ef}{W \times L.R.}$$

Se anexa la gráfica No. 1 de Infiltraciones básicas (IB) acumuladas durante el tiempo.

Pendientes. - Menor de 2%. Los terrenos deben ser parejos (sin ondulaciones) y con pendientes uniformes. En terrenos con pendientes mayores del 2%, los surcos pueden ser transversales a la pendiente del terreno que puede llegar al 15%.



Sección Transversal de los surcos y su capacidad

En forma de V y de 15 a 20 cm de profundidad y de 25 a 30 cm de ancho en la parte superior.

En surcos con pendientes pequeñas de 0 a 0.2%, los gastos están limitados por su capacidad de 1.3 a 1.6 l/s, los surcos de tamaño medio de 1.9 a 2.5 l/s y los grandes hasta 3.5 l/s. No se acostumbra exceder este gasto porque se derraman los surcos lateralmente.

Longitud.- Como ya quedó indicado, la longitud máxima de un surco depende de la lámina por suministrar, la velocidad de infiltración del suelo, la eficiencia con que se pretende regar, el gasto máximo permisible en el surco, el que a su vez depende de la pendiente y de la infiltración del suelo.

En terrenos planos y de muy baja infiltración las longitudes pueden llegar a 800 m y aún a 1 000 m. (Limitadas generalmente a 500 m)

En terrenos arenosos, por lo contrario las longitudes resultantes pueden ser muy pequeñas y se acostumbra a tomar como límite mínimo el de 50 m.

Eficiencia de aplicación del agua a los surcos.

En los tratados de riego, no se hace un estudio específico de la eficiencia de aplicación del agua, sino que esta queda preestablecida por recomendaciones.

Como la eficiencia, la longitud y gasto suministrado a los surcos son variables dependientes entre sí, en este estudio se dará el mayor énfasis a la eficiencia de aplicación del agua al surco en función de su longitud y gasto.

NUEVA TECNICA PARA LA MODERNIZACION DEL RIEGO POR SURCOS.

Como se indicó en la Introducción, la Modernización que se propone del Riego por Surcos, debe realizarse mediante técnicas simples, fácilmente aplicables por el usuario, con las que pueda aumentar su eficiencia de un 15 a 20% sin costo alguno para él.

Esto se logrará modificando algunos conceptos y prácticas tradicionales usadas en el riego por surcos, además se necesita suministrar al usuario el agua con un gasto aforado y constante.

Para obtener la máxima eficiencia de aplicación del agua a un surco, se requiere:

1o. Que el tiempo de traslado del agua a lo largo del surco sea el mínimo, lo que automáticamente establece la necesidad de regar con el máximo gasto posible, disminuyendo al mínimo el exceso de la infiltración al principio del surco.

2o. Que el gasto suministrado no rebase la capacidad de los surcos, ni sea erosivo.

3o. Que el máximo gasto se ajuste a la velocidad de infiltración del suelo para que no falte ni sobre agua.

4o. Que el tiempo de suministro del agua al surco, sea el necesario para cubrir el volumen que demanda la lámina media, longitud y ancho del surco.

A partir de estas condicionantes y limitaciones a continuación se propone una TECNICA NUEVA que conjuga las condiciones óptimas para el riego por medio de surcos, aumentando la eficiencia de riego a lo largo de ellos en un 15 a 20%, logrando una eficiencia aproximada del 90%.

Para cumplir con la primera condición, muchos investigadores recomiendan como longitud óptima máxima la correspondiente a la distancia que el agua avanza, con el gasto de riego máximo adecuado, en la cuarta parte del tiempo T_s (que incluye el tiempo de traslado del agua a lo largo del surco) para que la lámina requerida LR se infiltre en el suelo al final del surco con el tiempo T_f . (No indican la eficiencia que pretenden obtener).

$$T_s = 1/4 T_s + T_f = 1.33 T_f$$

Ecuación que nos da relación entre T_f y T_s para esa longitud y eficiencia específica.

La eficiencia resultante en esas condiciones; puede obtenerse analizando un caso específico.

$$\text{Para } IB = 25 \text{ mm/Hr} \quad LR = 70 \text{ mm.}$$

De la gráfica No.1 $T_f = 100 \text{ min.}$, $T_s = 1.33 \times 100 = 133 \text{ min.}$

$$L_i \text{ para } 133 \text{ min} = 86 \text{ mm.}$$

$$LM = \frac{LR + L_i}{2} = \frac{70 + 86}{2} = 78 \text{ mm}$$

(Ver página 2)

Se obtuvieron resultados similares analizando ejemplos con otras texturas de suelos con una diferencia de + - 2%

$$Ef = \frac{LR}{LM} = \frac{70}{78} = .90\%$$

Esto significa que para satisfacer la condición indicada por los investigadores, la eficiencia de aplicación resulta del 90%, eficiencia por aplicarse, por lo que se ajustarán los otros requisitos a ella.

Para cumplir con la 2a. limitación y elegir la velocidad y gasto máximo, se calculó la siguiente tabla, utilizando la fórmula de Manning, que proporciona los tirantes (d) y las velocidades (v) del agua en el surco en función del gasto y la pendiente.

$$q = \frac{1}{n} A \times S^{\frac{2}{3}} \times r^{\frac{4}{3}} \quad (\text{se consideró a } n = 0.04)$$

P E N D I E N T E S

q l/s	0.1%		0.3%		0.5%		1.0%		1.5%		2.0%	
	d	v	d	v	d	v	d	v	d	v	d	v
0.35	7	6	6	10	5	14	5	16	4	18	4	20
0.50	8	7	7	11	6	14	5	18	5	20	5	20
1.00	11	9	9	14	8	16	7	21	6	24	6	27
1.50	12	9	10	15	9	18	8	23	7	27	7	29
2.00	14	10	11	15	10	20	9	25	8	29	8	32
2.50	15	11	12	17	11	20	10	25	9	30	9	34
3.00	16	12	13	17	12	21	11	26	10	31	9	37
3.50	17	12	14	18	13	21	11	29	10	34	10	35

Los gastos se dan en l/s, los tirantes (d) en cm y las velocidades (v) en cm/s.

Esta tabla muestra que las velocidades (37 cm/s) para un gasto máximo de 3.5 l/s y pendientes hasta del 2% no son erosivas ni para suelos arenosos con una Infiltración Básica de 50 mm/Hr, por lo que se pueden usar gastos hasta de 3.5 l/s por surco, en pendientes hasta del 2%.

En cambio los gastos resultantes en función de la pendiente de los surcos obtenidos por la fórmula tradicional de $q = (0.631 \text{ l/s}) / \text{Pendiente}$, sugerida en la mayoría de los manuales y tesis sobre riego, son demasiado conservadores, limitan notablemente la longitud regable de los surcos y se obtienen bajas eficiencias. (Para S=2% el gasto de 0.315 l/s es 10 veces menor al posible de dar de 3.5 l/s, con lo que se

puede aumentar la longitud de los surcos en suelos arenosos de 22 a 200 m. y además es posible regar con eficiencias hasta del 90%).

La principal modificación al método tradicional hasta ahora empleado, es la de determinar los gastos del suministro del agua a los surcos. En proporción de la longitud de los mismos y no de su pendiente. considerando un gasto límite de 3.5 l/s, con lo que el tiempo de suministro del agua y la lámina infiltrada al principio del surco, son invariables para una textura determinada e independientes de la longitud del surco.

Para cumplir con la 3a. y 4a. condicionante la fórmula No. 2 liga el gasto, con la longitud del surco, la lámina media por infiltrar y el tiempo de infiltración de acuerdo con la textura del suelo para que no haya faltantes ni sobrantes al final del surco.

Llenadas las condiciones anteriores, se obtendrá una eficiencia de aplicación del 90%.

Basados en las consideraciones anteriores se pueden calcular tablas para diferentes texturas, Láminas de Riego y una eficiencia de aplicación del 90%

Las tablas fueron calculadas en función del tiempo (TS) necesario para que se infiltre la lámina (Li) al principio del surco y la lámina (LR) al final del surco, (ver pág. 2) y el gasto máximo, de acuerdo con la Infiltración Básica, de manera que no haya sobrantes ni faltantes al final del surco.

Ajustes a las tablas y cálculos en caso necesario.

La condición básica para obtener una eficiencia aproximada del 90% de aplicación, quedó establecida por la 1a. condicionante de que el tiempo de infiltración al principio y al final del surco guarden la relación de 1.33:1. En la práctica de haber una diferencia superior al 5% deberán hacerse los ajustes necesarios, aumentando o disminuyendo el tiempo de suministro del agua y modificando a la vez en proporción inversa el gasto, para suministrar el volumen calculado correspondiente a una eficiencia del 90%.

LONGITUDES Y GASTOS RECOMENDABLES PARA EL RIEGO POR SURCOS PARA DIFERENTES TEXTURAS DE LOS SUELOS.

Textura Fina I. B = 6mm/Hr.						Textura moderadamente fina I. B = 12 mm/H					
L.R.	70	90	100	125	150	L.R.	70	90	100	125	150
L.R.	78	100	111	139	167	I.M.	78	100	111	139	167
T.S.	490	720	820	1150	1530	T.S.	255	380	440	600	780
T.F.	350	530	620	880	1150	T.F.	195	285	330	460	600
L g	Gasto (q) en l/s					L g	Gasto en l/s				
100						50					
125	.32	.30				75	.38	.33	.31	.30	
150	.39	.35	.33	.30		100	.51	.44	.42	.38	.35
175	.45	.40	.39	.35	.32	125	.64	.55	.52	.47	.44
200	.52	.46	.45	.40	.36	150	.76	.66	.63	.57	.52
225	.58	.52	.50	.45	.41	175	.89	.77	.73	.66	.61
250	.65	.58	.55	.50	.45	200	1.02	.88	.84	.77	.71
275	.72	.64	.60	.55	.50	225	1.15	.99	.95	.85	.79
300	.78	.69	.66	.60	.55	250	1.28	1.10	1.05	.95	.88
350	.91	.80	.77	.70	.64	275	1.40	1.20	1.15	1.04	.96
400	1.04	.92	.88	.80	.73	300	1.53	1.32	1.26	1.14	1.05
450	1.17	1.04	.99	.90	.87	350	1.79	1.53	1.47	1.33	1.22
500	1.30	1.15	1.10	1.00	.91	400	2.04	1.75	1.68	1.52	1.44
						450	2.30	1.97	1.89	1.71	1.58
						500	2.55	2.20	2.10	1.90	
Textura Media I.B. =						Textura gruesa I.B. = 50 mm/Hr					
L.R.	70	90	100	125	150	L.R.	50	70	90	100	125
L.M.	78	100	111	139	167	L.M.	55	78	100	111	139
T.S.	132	185	212	285	360	T.S.	39	65	91	105	140
T.F.	100	140	160	215	280	T.S.	30	49	70	80	110
L g	Gasto en l/s					Lg	Gasto en l/s				
50	.49	.45	.43	.40	.30	50	1.19	1.00	.91	.88	.82
75	.73	.68	.65	.61	.58	75	1.28	1.50	1.32	1.32	1.24
100	.98	.90	.87	.81	.77	100	2.38	2.00	1.83	1.76	1.65
125	1.22	.13	1.09	1.01	.96	125	2.97	2.50	2.29	2.20	2.06
150	1.47	1.35	1.30	1.21	1.15	150	3.57	3.00	2.25	3.64	2.50
175	1.71	1.58	1.52	1.42	1.35	175		3.50	3.20	3.08	2.88
200	1.97	1.80	1.74	1.62	1.54	200				3.52	3.30
225	2.20	2.03	1.96	1.87	1.73						
250	2.45	2.25	2.17	2.02	1.92						
275	2.70	2.48	2.39	2.23	2.11						
300	2.94	2.70	2.61	2.43	2.31						
350	3.43	3.15	3.04	2.83	2.70						
400			3.48	3.24	3.03						
450					3.46						
500											

MODELOS DEL FUNCIONAMIENTO DE EMISORES PARA RIEGO POR GOTEO

José Ramón Lomelí Villanueva, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuauhnáhuac 8352 Col. Progreso, Jiutepec, Morelos. C.P. 62550

Jesús Chávez Morales, Colegio de Postgraduados, Montecillo, Estado de México. C.P. 56230

RESUMEN

Se presenta una metodología para obtener modelos de respuesta del gasto de emisores tipo microtubos y Netafim para riego por goteo. Se obtuvieron ecuaciones empíricas recomendables para estimar gastos de emisores y gráficas que facilitan su utilización. La metodología propuesta proporcionó suficiente exactitud en los valores obtenidos. El efecto que ejerce la temperatura del agua sobre el gasto es notable.

INTRODUCCION

Este trabajo tiene como finalidad desarrollar una metodología para obtener ecuaciones que permitan estimar el gasto en emisores de microtubos y Netafim para riego por goteo en función de las variables que intervienen en su funcionamiento (se obtuvieron modelos matemáticos empíricos) y analizar el efecto que ejerce la temperatura del agua sobre el gasto.

METODOS DE MEDICION DE LAS VARIABLES

Para estudiar las condiciones de operación de cada tipo de emisor se consideraron el diámetro y la longitud del microtubo y la capacidad en el caso de los Netafim.

Microtubos

Sus características son el diámetro y la longitud. Las variables de operación son la carga, el gasto, la temperatura y la viscosidad cinemática del agua.

Diámetro

A causa de la flexibilidad del microtubo se tomó un tramo al que se introdujo un punzón cónico al contacto. El diámetro de la sección de contacto, se consideró como el diámetro del microtubo, que se midió con un vernier.

Longitud

Se midió empleando una cinta métrica de 1 mm de aproximación.

Carga hidráulica

Se midió con un piezómetro formado por un tubo transparente

de 3 mm de diámetro fijado a un estadal, que se subía o se bajaba, mediante una polea. Las lecturas de la carga se tomaron al principio, durante y al final de cada prueba.

Gasto

Se determinó por el método volumétrico de la ecuación.

$$\text{GASTO} = \frac{v}{t} \quad (1)$$

En la que: GASTO= gasto, en cm^3/seg ; v = volúmen, en cm^3 y t = tiempo, en seg.

El volúmen, se midió con probetas graduadas de 10 a 500 ml, según se requiriera, el tiempo se midió con cronómetro.

Temperatura

Se midió directamente en el agua recibida por las probetas con un termómetro, tomando lecturas al inicio y al final de cada observación, se tomó el promedio.

Viscosidad cinemática

Se consideró la información obtenida experimentalmente por González (1979).

Emisores Netafim

La carga, el gasto y la temperatura del agua se midieron de igual manera que en el caso de los microtubos.

MÉTODOS DE INSERCIÓN DE MICROTUBOS

Debido a problemas de estrangulamiento en los microtubos por la tubería de plástico que sirvió para alimentarlos, se insertaron empleando pequeños tubos de plástico rígido de 2.10 mm de diámetro, 0.45 mm de espesor de pared y 6 cm de longitud, que se unieron con pegamento.

TRATAMIENTOS

Microtubos

Las muestras se formaron con tramos de PVC (de 13 mm de diámetro y 20 cm de longitud) y 5 microtubos de las características que se iban a probar.

Se formaron 16 tratamientos integrados por la combinación de 4 longitudes y los 4 diámetros de los microtubos. Para obtener el valor de las variables, en cada uno de los tratamientos, se hicieron 5 repeticiones y de cada una de ellas 3

observaciones que se promediaron.

Emisores Netafim

Se formaron 3 líneas de 3.50 m de longitud, cada una con 3 emisores equidistantes 1.00 m que se colocaron en una cruz de cobre alimentadas por el extremo libre.

Efecto de la temperatura sobre el gasto

Para medir el efecto de la temperatura, se utilizaron líneas de emisores Netafim con una carga constante.

ANALISIS

Microtubos

Se realizaron un total de 206 observaciones en las que se obtuvieron la temperatura del agua y el gasto del emisor. Para cada una de las determinaciones se calculó el gasto (en litros por hora), la velocidad del agua y el Número de Reynolds, de acuerdo con las siguientes ecuaciones (Webber 1969, Sotelo 1975):

$$q = 3.6 \text{ GASTO} \quad (2)$$

$$v = \frac{\text{GASTO}}{0.7854 d^2} \quad (3)$$

$$Re = \frac{0.01 v d}{Vc} \quad (4)$$

En las que: q =gasto, en lph; GASTO =gasto, en cm^3/seg ; v =velocidad media, en cm/seg ; d =diámetro, en mm; Re =Número de Reynolds, (adimensional) y Vc =viscosidad cinemática, en m^2/seg .

Ecuación general

Para obtener el gasto, intervienen directamente la carga, el diámetro y la longitud del conducto y la temperatura del agua, considerándolos en una ecuación general, esta tiene la forma siguiente:

$$q = k H^m d^n l^p t^r \quad (5)$$

En la que: k =coeficiente empírico; m, n, p, r =exponentes empíricos; H =carga en m, l =long.

Ecuaciones específicas

Con base en la ecuación anterior, se pueden obtener otras ecuaciones para un solo diámetro, para cada tratamiento y en cada caso podría eliminarse la temperatura del agua.

Emisores Netafim

Las únicas variables que se pudieron obtener en este tipo de emisores fueron: el gasto, la carga y la temperatura del agua la ecuación general para este caso toma la forma siguiente:

$$q = k H^n t^f \quad (6)$$

RESULTADOS Y DISCUSION

Los resultados de las observaciones y los parámetros que se obtienen a partir de ellas son los siguientes.

Microtubos

Los diámetros que se obtuvieron fueron de 0.80, 1.40, 1.65 y 2.80 mm, las longitudes para cada uno de ellos fueron de 50, 100, 200 y 300 cm, por lo que respecta a las cargas que se emplearon su variación fué entre 0.15 y 11.43 m.

Los gastos obtenidos variaron de 0.07 a 65.01 lph. Para los diámetros de 0.80, 1.40 y 1.65 mm y gastos menores de 1.45 lph y para el diámetro de 2.80 mm y gastos menores de 3.25 lph, se presentaba un verdadero goteo, al incrementarse estos gastos, se formaban pequeños chorros.

La variación de la temperatura en las determinaciones fué entre 18 y 37 °C con un valor promedio de 23.88 °C. Las temperaturas más frecuentes fueron 21, 20 y 25 °C. Se observó que la temperatura se fué incrementando al aumentar la longitud y disminuir el diámetro de los emisores.

Emisores Netafim

Las cargas variaron entre 0.16 y 14.76 m. Los gastos de diseño para emisores de 2 y 4 lph se obtuvieron con cargas de 10.08 y 10.14 m respectivamente, a 25 °C.

Para los emisores de 2 lph se obtuvieron gastos entre 0.235 y 2.722 lph con variaciones en la carga de 0.16 a 14.35 m y para los de 4 lph entre 0.148 y 5.468 lph con variaciones en la carga de 0.37 a 14.76 m, observándose en todos los casos un goteo constante que se volvía más rápido al irse incrementando la carga.

En relación con la variación de la temperatura, para el emisor de 2 lph fué desde 24 hasta 35 °C con un valor medio de 29.88 °C y para el de 4 lph varió entre 18 y 36 °C con un valor

medio de 27.16 °C. Debido a la longitud de las tuberías en que se colocaron estos emisores, la temperatura fue mayor que en el caso de los microtubos.

ANALISIS

Considerando los valores obtenidos de las 206 observaciones de microtubos, mediante técnica de regresión se obtuvo la siguiente ecuación general que considera todas las variables.

$$q = 7.8661H^{0.7975} d^{3.0469} l^{-0.6614} t^{0.2106} \quad (7)$$

Su coeficiente de determinación de 0.9622 y todas las variables tienen una significancia al 99.99% excepto la temperatura que solo es significativa al 76.09%

En forma similar, pero sin considerar el efecto de la temperatura se obtuvo la ecuación siguiente.

$$q = 14.3815 H^{0.7936} d^{3.001} l^{-0.6449} \quad (8)$$

Su coeficiente de determinación es de 0.962, las variables H, d y l tienen significancia al 99.99%.

Cuadro 1. Ecuaciones obtenidas en forma experimental para la estimación del gasto en microtubos de 0.80, 1.40, 1.65, 2.80 mm.

Ecuaciones tipo: $q=k H^m l^p t^r$; $q= k H^m l^p$

d mm	k	m	p	r	SIGNIF. DE LA TEMP.	COEF. DE DETERM
0.80	1.902	0.882	-0.800	0.646	0.0001**	0.9935
0.80	11.417	0.940	-0.752			0.9902
1.40	10.368	0.834	-0.743	0.438	0.0025**	0.9942
1.40	34.612	0.824	-0.701			0.9930
1.65	239.210	0.701	-0.544	-0.462	0.0025**	0.9929
1.65	65.150	0.736	-0.580			0.9914
2.80	1542.803	0.672	-0.523	-0.691	0.0591	0.9918
2.80	213.552	0.697	-0.553			0.9909

Las variables resultaron altamente significativas, únicamente la temperatura tiene variaciones en la significancia; los coeficientes de determinación son muy similares, el valor del exponente r cambia de signo y por lo tanto el efecto de la temperatura aparentemente es inverso, lo cual no es posible debido a que la viscosidad cinemática es la relación entre la viscosidad dinámica y la densidad del fluido y su valor disminuye al aumentar la temperatura (Webber 1969); aproximadamente el 45% de las observaciones están en régimen transicional, lo que pudiera ser una posible explicación a este fenómeno.

Se obtuvo además una ecuación para cada tratamiento tanto considerando como sin considerar la temperatura.

Cuadro 2. Ecuaciones obtenidas en forma experimental para la estimación del gasto de emisores Netafim de 2 y 4lph.

Ecuaciones tipo: $q = k H^m t^r$; $q = k H^m$

EMISOR				SIGNIF.	COEF.
NETAFIM	k	m	r	DE LA	DE
				TEMP.	DETERM
2 lph	0.172	0.793	0.193	0.0702	0.9984
2 lph	0.329	0.797			0.9979
4 lph	0.181	0.730	0.437	0.0008**	0.9978
4 lph	0.718	0.770			0.9952

La carga resultó altamente significativa.

Las ecuaciones de los cuadros 1 y 2 se presentan en la figura 1.

Con las observaciones realizadas, se obtuvo la siguiente ecuación que considera el efecto de la temperatura del agua sobre el gasto.

$$q = 0.0897 t^{0.63} \quad (9)$$

Esta ecuación tiene un coeficiente de determinación de 0.9958 y es aplicable únicamente para las condiciones en que fueron hechas las observaciones.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Metodología

La metodología desarrollada para obtener cada una de las variables proporcionó suficiente exactitud en los valores obtenidos.

Microtubos

El funcionamiento de los microtubos probados, se considera satisfactorio y recomendable.

Las ecuaciones obtenidas para cada tratamiento y cada diámetro son aplicables y se recomiendan para microtubos que coincidan con las características de las analizadas.

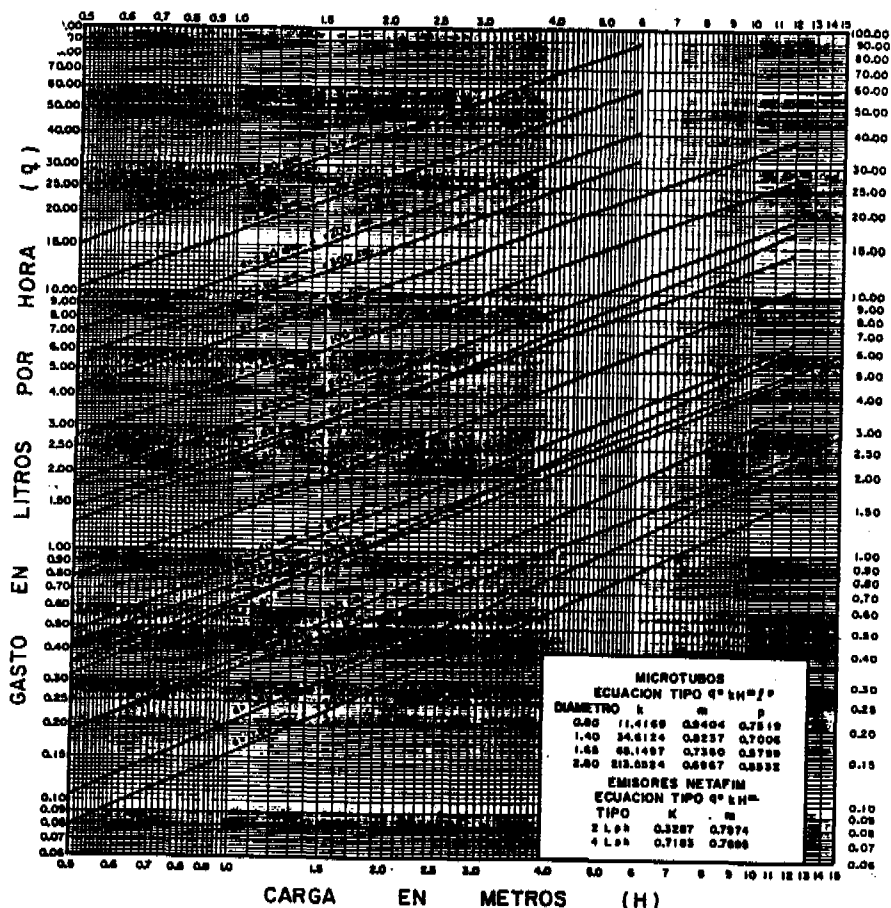


Figura 1. Gráficas para el cálculo de gastos en microtubos y en emisores Netafim.

Se recomienda el uso de la ecuación general(7) cuando se requiera considerar el efecto de la temperatura ó la ecuación(8), cuando no sea necesario considerarlo, en microtubos de diámetro entre 0.80 y 2,80 mm y longitudes entre 50 y 300 cm. Para aplicar estos resultados en forma práctica, se presentan los diagramas de resultados en la figura 1.

Emisores Netafim

Se recomienda el uso de las ecuaciones obtenidas que se muestran en el cuadro 2 para emisores de 2 y 4 lph y

variaciones de carga entre 0.16 y 14.76 m.

Efecto de la temperatura sobre el gasto

El efecto que ejerce la temperatura del agua sobre el gasto es notable, en el presente trabajo para emisores Netafim de 2 lph al incrementarse la temperatura de 14 a 42 °C el gasto se duplica, según se puede observar en la figura 2.

Se recomienda considerar la temperatura del agua al momento de diseñar cualquier sistema de riego por goteo.

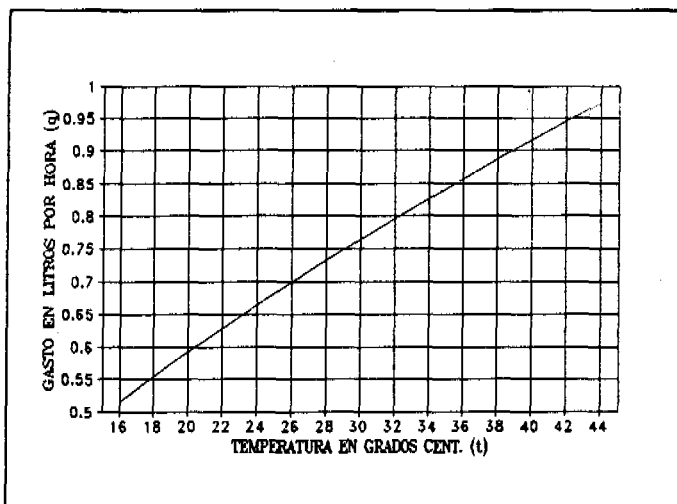


Figura 2. Efecto de la temperatura sobre el gasto

LITERATURA CITADA

González A. Pascual. 1979. Procedimiento de laboratorio para la obtención de la viscosidad cinemática. Departamento de Irrigación. UACH.

Sotelo Avila. 1975. Hidráulica.

Webber. 1969. Mecánica de Fluidos para Ingenieros.

HOW CONSERVING WATER CAN HELP COMMUNITIES MEET ENVIRONMENTAL OBJECTIVES

Cynthia Dyballa, Office of Policy Analysis
U.S. Environmental Protection Agency
401 M St., SW (PM-221)
Washington, DC 20460, USA

ABSTRACT

Water conservation can play a role in reducing, deferring, or even avoiding construction impacts of new water supply capacity. Individual communities across the U.S. have also found water conservation useful in helping to meet other environmental objectives.

This paper explores when water conservation programs can help communities meet environmental objectives. It also examines the technical, economic, and institutional effects of applying water conservation to several common water supply and wastewater treatment situations.

For many environmental problems, volume reductions from conservation can increase treatment efficiency, help meet environmental objectives, and save communities and their customers money. Water conservation programs should be selected to match the particular problem to be solved. Not every conservation program will provide benefits in every community; each community must make their own assessment.

INTRODUCTION

Federal and state environmental regulations in the U.S. for drinking water quality, wastewater treatment, wetlands impacts, and instream water quality standards have recently been strengthened. Communities have used water conservation to: reduce wastewater flows to improve water quality from treatment plant discharges; reduce potential for contamination of groundwater supplies; meet instream flow needs for ecological protection; and cope with drought related water shortages (Beecher 1989; Nichols 1991).

Costs of complying with environmental requirements have also increased. For example, new federal drinking water quality rules affecting up to 80% of supplies may double the capital costs of water treatment (Schnare 1990). National capital needs for wastewater

treatment include up to \$24 billion for over 35% of plants with documented water quality or public health problems; additional treatment capacity may add another \$15.6 billion (US EPA 1989). Federal wetland regulations make building new major water supply projects increasingly difficult and expensive. Proposed amendments to the Clean Water Act may increase this trend.

WATER CONSERVATION RESPONSES

Communities differ substantially in their use of water resources, and in their response to conservation. A wide range of water conservation and demand management techniques are available, producing varying results in terms of peak and average volume reductions and program costs (Maddaus 1984; Grisham 1989). The life of these measures, and the time needed for them to take maximum effect, also vary.

A number of utility actions, such as leak repair, metering and pressure reduction, primarily affect long-term average, or base load, volume. Other conservation efforts reduce peak or seasonal volumes by affecting outdoor water use. Increasing plumbing efficiency reduces base load. Utility rate structures can be manipulated for a variety of effects.

Water Use Reduction Objectives for Conservation Programs.

<u>Conservation Program</u>	<u>Objective</u>		
	Peak Day	Peak Season	Average
Residential indoor fixtures			X
Outdoor water use	X		
Municipal outdoor use		X	
Water efficient landscaping	X		
Rate design		X	
System improvements			X
Target businesses and industry			X
New construction (indoor)			X
Education/behavior change		X	
Water reuse		X	

The water resource problems facing a community clearly affect the choice of conservation strategy. New water supply capacity may be addressed by reducing peak water demand through residential outdoor measures. In contrast, reducing base water demand may help delay new wastewater treatment capacity. The need for increased streamflow during low flow periods may be addressed by reducing peak water demand. Groundwater depletion, however, may better respond to reducing average water demand.

Primary Water Use Reduction Strategies for Meeting Environmental Objectives.

<u>Environmental Problem</u>	<u>Strategy</u>	
	Peak Day	Peak Season Average
Drinking water treatment	X	
Surface water development		X
Groundwater depletion		X
Groundwater contamination		X
Nonpoint source pollution (septic systems)		X
Wastewater overflow		X
Wastewater quality		X
Streamflow/estuary protection		X
Drought		X

Particular characteristics of the community can also help target the water conservation measures most likely to be effective in a given situation. A number of factors pertain:

- o The relative contribution of different sectors to water demand (residential indoor and outdoor, commercial, industrial, public, and unaccounted for) will help target conservation programs to more intensive water-using sectors.
- o The balance of average annual water demand to demand at peak periods will help decide the focus on reducing peak or average, baseline water use.
- o The extent to which conservation-related measures have already been employed affects the range of choice.

- o Rapidly growing communities, in terms of population and per person water use, may prefer programs that target growing sectors.
- o The size, nature, age and geography of the community: what works for an older city with aging infrastructure may not work for a smaller, arid area community.
- o System management of the system, public versus private ownership, source of the water (ground or surface), and the type of infrastructure all contribute to determining which conservation programs are most feasible.

APPROACH OF THE PROJECT

This paper is based on a project on the application of various conservation programs to different types of community environmental concerns, which addresses some of the technical, economic and institutional aspects of applying conservation to water supply and wastewater services. Conclusions presented later in this paper are preliminary, subject to further analysis and outside review.

The project: 1) creates four hypothetical, typical communities with a range of common environmental problems; 2) designs conservation programs to address each of these scenarios; and 3) analyzes the technical, economic and institutional effects of reduced flows from these programs, primarily through the use of wastewater treatment computer models, a computer model of conservation savings, and economic analysis (US EPA 1991).

One community is very small and primarily residential, with groundwater supply, septic tanks through most of town (many malfunctioning), a small package wastewater plant for one new development, and a possible future central wastewater treatment plant. A water conservation program for existing indoor residential water use, along with a rate increase, were selected. These are designed to reduce wastewater flows, to improve septic tank efficiency, and reduce the need for a new treatment plant.

The second community is an older, small town with no growth, and only modest commercial and industrial use. The older wastewater treatment plant needs upgrading to meet new environmental requirements. A residential retrofit program to reduce wastewater flows, and repair of leaky supply infrastructure to reduce unaccounted for water use, were selected.

Third is an arid area, high growth community, with high peak to average water use. Environmental problems include need for new water supply capacity and improved drinking water quality. This conservation program emphasizes reducing outdoor water use and charging seasonal rates to reduce peak use, and targets water use for new construction, to reduce use in the fastest growing water use sector.

Fourth is a larger, older city with surface water supply, large industrial and commercial water use, deteriorating infrastructure, and a need to upgrade wastewater treatment for

new environmental requirements. This program stresses lower unaccounted for water use by infrastructure repair, and reduced wastewater flows through indoor residential, commercial and industrial conservation measures.

For each community, two sets of water conservation savings were estimated using a PC computer model and implementation experience of actual communities (California DWR 1989). The water conservation programs reduce total average annual water use by about 5-25%, depending on design. The effect on peak period water use can be greater, up to about 30%.

The effect on average wastewater flows is similar, yielding about 5-24% average annual flow reductions. Programs that target base water use, rather than peak, and programs that target indoor water use, contribute more toward reduction of wastewater flows.

EFFECTS OF CONSERVATION ON WATER SUPPLY SYSTEMS

Water supply systems

The most significant effects of conservation on water supply systems can be avoided new construction, reduced sizing of new treatment equipment, and benefits of upgrading of older distribution equipment. Conservation poses no major technical difficulties for water supply plant operation.

Water supply utility costs

In the short run, conservation programs typically reduce total utility costs, but only slightly. This is because the bulk of many utilities' costs are fixed (particularly debt service, administration, and distribution system), and thus unaffected by reduced flows from conservation.

However, conservation programs can significantly reduce a utility's operating costs, those costs over which a utility has control. Pumping, chemicals and purchased water costs will decrease in proportion to reduced water use. Pumping energy costs in particular can be significant (NIST 1991).

In the long run, conservation substantially affects the cost of new supply and treatment facilities, as well as the subsequent cost of facility operation. Delaying this investment has significant economic value. In the four scenarios, conservation programs cut the net present value of future capital needs by 25-45% (not including capital needs for distribution systems).

Longrun effects on total cost of service vary substantially. Costs for an older utility with minimal growth will reflect repayment for previous capital investment; reduction in long run costs from conservation may be very small, even with large water savings. But a utility serving a rapidly growing area in a water-short climate will have long run costs reflecting the high cost of acquiring and providing new water supply; total cost of service

may be reduced proportionally more than the reduction in water use.

Water supply rates

In most cases, conservation decreases water volume sold by a far greater proportion than the utility's cost of service. Thus, in theory at least, in the short run, conservation would lead to increased water rates. Water rate structure adjustments may be necessary to allow a utility to continue to recover its costs in the face of a decreased volume of water used. Communities facing large new capital costs for supply expansion or treatment may partially avoid this.

However, water rates will not increase sufficiently to offset the water customer's gains from using less water. The bulk of a water utility's customers will find total water bills decreasing, as their use goes down and as long run total cost of service declines.

EFFECTS OF CONSERVATION ON WASTEWATER TREATMENT SYSTEMS

Wastewater treatment plant operation

Overall, reduced flows from water conservation do not create any significant problems for wastewater treatment plant operation. In many cases, conservation may actually help improve effluent water quality. This finding generally corresponds with research in this area to date (Koyasako 1980; Gearhardt 1991).

Performance of activated sludge systems improved in the scenarios modeled. While influent was more concentrated, inflows were reduced, allowing increased retention time in the plant, greater treatment efficiencies, and less polluted effluent. Trickling filter system performance may deteriorate slightly in the scenarios modeled, but without violation of permit limits. This may be corrected by slight adjustment of plant operation.

Water conservation reduces sludge volume in an activated sludge system, and thus slightly decreases sludge management costs. Future sludge handling capacity may be reached for fixed film systems before the plant's water volume capacity, which has been expanded due to conservation.

In some communities, infiltration/inflow problems with the distribution system are of such magnitude that the other benefits of water conservation programs may be obscured.

Wastewater utility costs

A brief review of the effects of conservation on wastewater capital costs suggests that they are significant, and similar to, but slightly less than, the effects on water supply capital costs. This slight difference is because water supply capital costs are highly dependent on peak rather than average water use, which is perhaps more responsive to water conservation.

In the scenarios, conservation programs reduced wastewater treatment plant operation and maintenance costs slightly. The effects on total wastewater utility costs of service are also similar to, but slightly less than, the effects on total water supply utility costs of service. Others have obtained similar results (Koyasako 1980).

Wastewater rates

For wastewater utilities that base their rates on water supply rates, similar effects to water supply rates will be seen. However, many wastewater utilities do not recover the full costs of their operations in rates; over a third of those surveyed in 1990 did not generate sufficient revenues from wastewater charges (US EPA 1990). For these utilities, rate structure adjustments may need to be dramatic unless other sources of revenue are used.

INSTITUTIONAL CONCERNS

The results of conservation are often not immediately apparent to a utility. Even if they are, the utility may still be reluctant to introduce conservation measures (Grisham 1989). Traditional supply-side engineering solutions are still considered by many water and wastewater utility officials to be more reliable. While there is much experience with successful local conservation programs, few have yet to document reliable long-term savings.

Many utilities, public and private, have concerns about conservation-based pricing, revenues, and bond ratings. Conservation is still viewed as a risk by some privately owned utilities. Many municipal utilities do not draw all their revenue from rates, or have rates subsidized by other forms of municipal government. And for municipal utilities, who must respond to local elected officials, politics can impede adoption of conservation.

OVERALL CONCLUSIONS

- o Water conservation can provide financial and technical benefits to water supply and wastewater utilities in many different situations.
- o Water conservation programs should be selected to match the particular problem the community is trying to solve.
- o Not every conservation program will provide benefits in every community; each community must make their own community-specific assessment of what kind of program is best for them.

ACKNOWLEDGMENTS

EPA's Offices of Policy Analysis, Municipal Pollution Control, and Drinking Water supported this project. The project workgroup and consultants contributed substantially.

REFERENCES

- Beecher, J. and Laubach, A. (1989)
Compendium on Water Supply, Drought and Conservation. Columbus, OH:
National Regulatory Research Institute.
- California Dept. of Water Resources (1989)
Waterplan. Sacramento, CA: computer discs and two accompanying manuals.
- Gearhardt, R.A. and Gearhardt, G. (June 1991)
Draft: Impact of Indoor Water Conservation on Wastewater Characteristics and Treatment Processes: Phase I Study. Arcata, CA: Humboldt State University.
- Grisham, A. and Fleming, W.H. (March 1989)
Long-Term Options for Municipal Water Conservation. American Water Works Association Journal 89(3).
- Koyasako, J.S. (1980)
The Effects of Water Conservation Induced Wastewater Flow Reduction-A Perspective. Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency #EPA600/2-80-137.
- Maddaus, W. (1984)
Water Conservation. Denver, CO: American Water Works Association.
- National Institute of Standards and Technology (May 1991)
Relation Between Water and Energy Conservation. Washington, DC: U.S. Dept. of Commerce.
- Nichols, A.B. (July 1991)
The East Faces New Water-Supply Calculus. Water Environment & Technology.
- Schnare, D. and Cromwell, J. (June 1990)
Capital Requirements for Drinking Water Infrastructure. Cincinnati, OH: American Water Works Association Seminar on Capital Financing, Proceedings.
- U.S. Environmental Protection Agency (1989)
1988 Needs Survey Report to Congress: Assessment of Needed Publicly Owned Wastewater Treatment Facilities. Washington, DC: #EPA-430-9-89-001.
- U.S. Environmental Protection Agency (Sept. 1990 draft)
National Wastewater User Fees Study. Washington, DC: #EPA-430-09-90-011.
- U.S. Environmental Protection Agency (Sept. 1991 draft)
Draft: Municipal Incentives for Water Conservation. Washington, DC: Office of Policy Analysis.

**EL CODIGO DE AGUAS DE LA REPUBLICA DE CHILE,
EN EL MARCO DE UNA ECONOMIA SOCIAL DE MERCADO**

JAIME MUÑOZ R., DIRECCION GENERAL DE AGUAS
MORANDE 59 8° PISO
SANTIAGO - CHILE

RESUMEN

La actual legislación de Aguas de la República de Chile, que rige a contar del año 1981, esta adecuada dentro del marco de una economía social de mercado.

Mediante la presente ponencia se pretende analizar y comentar cuál es el ámbito y orientación general del actual Código de Aguas, especialmente el aspecto relacionado con la orientación económica dada. Se pretende en definitiva indicar sobre que bases económicas teóricas se orientó el sistema de asignación de los derechos de aprovechamiento de aguas, cuales han sido sus consecuencias prácticas y finalmente indicar cuales son las bases para formular una nueva Política Nacional de Aguas, que tome en consideración los intereses superiores de la Nación, conciliandolo con el legítimo interés de los privados.

INTRODUCCION

La actual legislación de Aguas de la República de Chile se encuentra actualmente en su décimo año de vigencia.

Es razonable que transcurrido este lapso se haga un análisis sobre sus materias para determinar algunos problemas que se han presentado en la práctica, tanto por la existencia de disposiciones erradas que adolecen de errores, cuanto por omisión de aspectos que debieron ser regulados.

Un aspecto que requiere especial análisis, es la orientación económica que recibió el Código de Aguas vigente actualmente en Chile, el cual está adecuado dentro del marco de una economía social de mercado, imperante en el país.

En efecto, se pasó desde el absoluto dominio de la autoridad administrativa sobre el recurso, a un sistema de libertad en cuanto a la adquisición y transferencia del derecho de aprovechamiento de aguas.

La diferencia principal entre ambos sistemas radica en que actualmente no es requisito contar con proyectos y obras aprobados por la autoridad administrativa como condición previa a la obtención de un derecho de aprovechamiento de aguas.

En tal sentido hay que destacar también que la actual legislación establece una separación entre el derecho de aprovechamiento de agua y los usos a que se puede destinar esa agua. De tal manera que el actual Código de Aguas tiene como idea matriz en este aspecto el hecho de que la asignación del agua se refiere exclusivamente al recurso agua en sí, a la cantidad de agua que hay, a la gente que lo quiere usar; sin vincularlo a un inmueble, industria, establecimiento minero o algún uso determinado, por lo tanto se consagró el concepto de que el propietario de un derecho de aprovechamiento tiene la libre disposición de él.

Dentro de esta concepción es lógico concluir que para lograr este objetivo es necesario que la transacción comercial de los derechos de aprovechamiento sea posible y además fácil.

Entonces importante es que efectivamente se produzca esa libre disposición del derecho de aprovechamiento y una fluidez de la oferta y demanda de él, de manera que pueda conocerse cual es el precio al que se puede vender o comprar un determinado derecho de aprovechamiento, donde existe oferta y donde existe demanda.

La condición previa para que el mercado sea quien fije el nivel de eficiencia y las necesidades de agua de cada usuario, es que los derechos estén absolutamente claros, inscritos, de manera que sea un bien transable. Para ello es requisito básico que los derechos de aprovechamiento de aguas, estén debidamente regularizados, identificados sus propietarios, con títulos claros y limpios, todo lo cual se consigue con la inscripción de ellos en el Registro de Aguas.

Por otra parte, una de las metas de la actual administración del País, es elaborar una política clara y definida sobre aguas, que represente los principios que la animan y exprese la voluntad del país de aprovechar ese recurso en forma sustentable en el tiempo, y ponga término a la contaminación de sus fuentes. Se trata de llevar los beneficios derivados de su utilización a toda la población, consagrando en forma práctica su verdadera naturaleza de bien nacional de uso público, hoy sólo nominal.

Sobre esas bases, y con la concurrencia de toda la comunidad nacional interesada en el recurso, se revisará la legislación y la institucionalidad respectiva, para hacerlas útiles a los fines reseñados.

ANALISIS DE LA ACTUAL LEGISLACION DE AGUAS

Hasta antes de la dictación del actual Código de Aguas sancionado el año 1981, se consideraba el agua como un recurso natural de interés intersectorial, que transcendía el interés personal del usuario, constituyéndose en un elemento decisivo a considerar en el desarrollo económico y social del país.

Se entendía que, dado lo escaso y limitado del recurso agua en la mayor parte del país, donde se concentra la actividad económica, y considerando que su destino influye en todos los aspectos y actividades de la vida nacional resultaba imprescindible que el Estado formulara y aplicara políticas coherentes en relación al aprovechamiento y conservación de dicho recurso.

La posibilidad de actuar en esta materia por parte del Estado se conseguía mediante la calificación del agua como un bien nacional de uso público, teniendo como fórmula jurídica el dominio público y el aprovechamiento privado del agua.

Lo anterior habilitaba al Estado a través de las instituciones pertinentes, para adoptar medidas tendientes a su uso racional y beneficioso, en garantía de todos los usuarios, fueren estos públicos o privados.

Entre otras cosas, permitía al Presidente de la República declarar áreas de racionalización del uso del agua, con el objeto de reasignar los recursos disponibles; determinar reservas de caudales para asignarlos a usos específicos; establecer tasas de uso racional y beneficioso de las aguas; asignar el agua de acuerdo a prioridades (bebida, agricultura, etc), caducar derechos cuando estos no se aprovechaban, etc.

Todos los procedimientos anteriores se realizaban ajustados a normas legales que velaban por el debido respeto y resguardo de los intereses de las partes involucradas.

Así, lo anterior permitía a la autoridad planificar el uso del agua y conciliar el interés general de la Nación con el legítimo interés de los privados.

¿Que ha sucedido con la dictación del Código de Aguas de 1981?

Dicha legislación eliminó, a través de una serie de normas, la insoportable labor de desarrollar y planificar, en función del interés general de la Nación, los distintos usos y destinos del recurso agua. Si bien se mantuvo el concepto de que el agua es un bien nacional de uso público, en el hecho, al otorgar el derecho de aprovechamiento de aguas a los particulares, dicha mención en la práctica tiene un mero valor declarativo.

Lo anterior se traduce, entre otros efectos en que:

- a) Se eliminaron en el nuevo texto legal todas las disposiciones referidas a la facultad del Estado para racionalizar el uso del agua; asegurar reservas de agua; establecer el uso racional y beneficioso de la misma; asignar prioridades en el uso del agua; caducar los derechos no ejercitados, etc.
- b) Se eliminaron los requisitos de asociar el uso del agua a un determinado fin.
- c) Se eliminó la exigencia de justificar la cantidad de agua solicitada, en función de los requerimientos del bien en que se desea usar o destinar.
- d) Se eliminó la obligación de ejercitar el derecho de aprovechamiento constituido. En consecuencia, se pueden tener las aguas en el cauce en forma indefinida, sin temor a perder el derecho sobre las mismas.

Lo antes señalado, en este tiempo de aplicación del Código, ha traído entre otras consecuencias, las siguientes:

- a) El agotamiento de los cauces naturales sin un real uso del agua, con el consiguiente efecto negativo en el desarrollo.
- b) La acción de inescrupulosos que han visto en esta materia la posibilidad de efectuar negocios, pidiendo un derecho de aprovechamiento de aguas sin el interés de desarrollar algún proyecto con ese recurso, sino que de retener el derecho hasta que aparezca un interesado en desarrollar un proyecto y venderle el derecho de aprovechamiento de aguas.
- c) El uso del dinero como atractivo entre las comunidades indígenas y otras, las cuales al vender sus derechos, pueden dejar abandonados sus hábitat naturales de vida.

Cabe destacar además, que el nivel de transacciones de derechos de agua en el mercado; mecanismo que teóricamente debía adecuar la asignación del recurso; ha sido muy bajo y prácticamente insignificante en todo este lapso de aplicación del actual Código de Aguas.

BASES PARA FORMULAR LA POLITICA NACIONAL DE AGUAS

Considerando lo anteriormente expuesto en el sentido de comparar los objetivos propuestos por el actual Código de Aguas y los efectos prácticos producidos, se hace altamente necesario implementar una nueva Política Nacional de Aguas la cual, entre otras cosas, subsane las falencias de la actual legislación, más aún teniendo en cuenta que una característica de nuestros días es que el desarrollo económico-social, tiende a adquirir el ritmo de las urgencias que procura superar y desencadena procesos caracterizados por la interrelación e interdependencia de sus factores, presionando el desarrollo sobre la demanda de los recursos hídricos.

De esta manera, la disponibilidad en condiciones idóneas del recurso agua, resulta imprescindible, más aún en el caso nuestro en que ha llegado a ser escaso en muchas zonas del país.

Semejantes desafíos hacen imprescindibles el diseño y práctica de una estrategia para el desarrollo del recurso, en términos de combinar las respuestas más aptas para su conservación y protección, con conductas de la comunidad que reflejan la identidad entre naturaleza y vida humana.

En este sentido una Política Nacional de Aguas, traduce la voluntad de la Nación, para determinar los lineamientos próximos futuros en torno al recurso agua, con el propósito de insertarla en la concepción global del modelo de desarrollo económico y social impulsado por el gobierno en el curso del actual período presidencial, y que se proyectará hacia el futuro.

La Política Nacional de Aguas constituirá el fundamento básico para formular los elementos que le sirven de herramientas para su concreción, es decir, la legislación y la institucionalidad, ya que esa política debe ser inspiradora de la legalidad y, al mismo tiempo, debe conducir a la estructuración adecuada de los organismos encargados de ejecutarla.

La Política Nacional de Aguas, constituye un factor interrelacionado con el desarrollo económico y social y, por tanto, con otras políticas globales, como es el caso de la política de conservación de los recursos naturales renovables y la política agrícola; a su vez, influye sobre políticas que se refieren a aspectos específicos de los usos del agua, tales como política energética, de riego, de uso industrial, minero y otras.

PRINCIPIOS FUNDAMENTALES QUE INSPIRAN LA POLITICA NACIONAL DE AGUAS PARA LA REPUBLICA DE CHILE

La naturaleza de bien nacional de uso público del recurso agua es indiscutible y debe propenderse a que ella sea cautelada por la legislación.

Como recurso vital y escaso debe ser puesto al servicio del interés general del país.

Concordante con lo anterior, el acceso a los Derechos de Aprovechamiento debe vincularse a necesidades reales y su protección debe sustentarse fundamentalmente en su ejercicio.

Debe ser preocupación preferente del Estado velar porque el aprovechamiento del agua se realice en forma armónica y eficiente. A fin de garantizar este propósito debe diseñarse una política educacional que aplicada a todos los niveles de enseñanza, forme, difunda el conocimiento sobre el recurso, desarrolle destrezas en su utilización y que sea, en fin, apta para inculcar en los educandos hábitos que les permitan conservar y proteger el agua.

La protección de la calidad del agua y su conservación debe tener amparo legal.

Las características geográficas y climáticas de nuestro país obligan a reconocer en él zonas desérticas, áridas y semiáridas, las que deben condicionar la existencia de normas especiales, distintas, aplicables a esas realidades físicas diferentes.

La gestión del agua no puede aislarse de sus destinatarios y, por eso deben desarrollarse los mecanismos que aseguren su participación.

Esto supone una especial consideración respecto a los usos y costumbres de sectores étnicos que constituyen subculturas diferentes las que deben ser respetadas, protegidas y estimuladas.

La Política Nacional de Aguas se fundamenta, asimismo, en la seguridad jurídica de los beneficiarios del recurso, mediante la singularización de sus derechos de aprovechamiento y el reconocimiento legal de éstos mediante los mecanismos que la ley establecerá.

OBJETIVOS DE LA POLITICA NACIONAL DE AGUAS

Ratificar y cautelar como principio jurídico básico el carácter de bien nacional de uso público del recurso agua, en todo el contexto de la legislación chilena.

Aprovechar el agua de manera racional y sustentable, en sus distintos modos de presentarse en la naturaleza, sean estas superficiales, subterráneas y meteóricas.

Evitar la contaminación del agua y combatir los procesos que puedan ocasionarla mantenerla o extenderla.

Garantizar la seguridad jurídica de los usuarios de derechos de aprovechamiento vigentes y de los que se concedan en el futuro.

Propender a la organización de los usuarios de aguas por cuencas y hoyas hidrográficas y en los cauces naturales y artificiales, de modo de hacerla extensiva a todo el país.

Hacer efectiva la función ambiental de la propiedad de los derechos de aprovechamiento, a fin de exigir a sus titulares la obligación de ceñirse a normas específicas que aseguren la conservación, recuperación e incremento de la calidad del recurso utilizado.

Promover la investigación para obtener el conocimiento de los recursos hídricos disponibles tanto en su dimensión nacional como en áreas especialmente conflictivas.

Mantener información actualizada de los sistemas de los recursos hídricos del país, a disposición de los usuarios, públicos o privados, que incluya antecedentes sobre su disponibilidad, características, infraestructura y derecho de aprovechamiento.

Proporcionar a las autoridades del Estado y a los organismos técnicos de planificación sectorial y general del país, información sobre la evolución histórica del aprovechamiento de los recursos hídricos y de sus perspectivas futuras, además de las alternativas de desarrollo técnicamente factibles.

Efectuar un análisis conjunto de los recursos hídricos y de los aprovechamientos sectoriales, con participación de los entes públicos y privados pertinentes, para formular un marco general de su utilización por cuencas o zonas hidrológicas del país, que concilien su uso eficiente con el resguardo de los intereses de largo plazo de la comunidad y con la libre iniciativa individual.

Formular las modificaciones a la legislación de aguas para sistematizarla, hacerla un instrumento útil a la política y sus principios y, en especial, considerar la variabilidad climatológica del país y sus consecuencias para la población y su incidencia en el desarrollo económico y social.

El reconocimiento y protección a grupos culturales autóctonos exigirá igualmente establecer disposiciones legales especiales.

Asegurar que las decisiones que afecten a los recursos hídricos, contemplen siempre su conservación y protección, y que en su adopción participe la comunidad, conjuntamente con los especialistas.

Asegurar un adecuado conocimiento del comportamiento de los recursos hídricos tanto en cantidades como en calidad.

Incluir en el sistema educacional del país, particularmente en la enseñanza básica, programas de estudios que fijen en la sociedad, desde la infancia, principios orientados a crear una cultura de manejo, conservación y protección del agua, en todos sus aspectos y presentaciones.

PLANES PROPUESTOS

De la Política Nacional de Aguas se desprenden tareas que pueden ser divididas en tres áreas principales:

- a) Plan de revisión y modificación de la actual normativa.
- b) Plan de ordenamiento institucional y,
- c) Plan de gestión.

a) Plan de Revisión y Modificación de Textos Legales

La Política sobre Aguas debe permitir que a través de la legislación que la refleje, se perfeccione y profundice algunas instituciones esenciales, a la vez que introduzca conceptos que no contempla o mejore los existentes. Unas y otros están llamados a dotar a nuestra legislación de los instrumentos jurídicos indispensables para asegurar al país el disfrute racional, equilibrado y justo de sus recursos hídricos disponibles bajo condiciones que tiendan a su protección y conservación.

En concordancia con lo anterior, debe vincularse la asignación del derecho a usos específicos del agua, como restricción general a su propiedad, con la necesaria flexibilidad para modificar su destinación original frente a necesidades que lo justifiquen.

b) Plan de Ordenamiento Institucional

En el sector existen deficiencias relativas al ordenamiento institucional y problemas en lo que respecta a la solución de conflictos ambientales; de adquisición de derechos de aprovechamiento, de manejo y regularización de cauces; de ordenamiento del territorio, de control de erosión; de la evacuación de las aguas lluvias, y de conservación del recurso.

El cambio de legislación que se propiciará, propondrá perfeccionar los mecanismos de asignación y establecer las regularizaciones necesarias del derecho de aprovechamiento que surgen naturalmente de su creciente escasez, para extender los beneficios del recurso a todo el cuerpo social.

En términos generales, se estima necesario el fortalecimiento institucional con el objeto de desarrollar una visión integral de los recursos hídricos.

CONCLUSIONES

De lo expuesto anteriormente, se desprende que la actual legislación de Aguas de Chile, ha presentado algunos problemas en sus resultados de aplicación considerando especialmente el hecho que teóricamente la asignación de los derechos de aprovechamiento de aguas iban a ser regidos por el mercado, situación que en la práctica no se ha dado por cuanto el nivel de transacciones de derechos de aprovechamiento ha sido muy bajo e insignificante.

En mérito a lo anterior, resulta absolutamente necesario la implementación de una nueva Política Nacional de Aguas la cual, entre otras cosas, subsane las falencias de la actual legislación y establezca las regulaciones necesarias del derecho de aprovechamiento que surgen de su escasez creciente; logrando en definitiva extender los beneficios del uso del recurso agua a toda la nación.

REFERENCIAS

Código de Aguas de Chile (1981), Editorial Jurídica de Chile.

Facultad de Derecho Universidad de Chile (1983), Nuevo Código de Aguas

F. Cartes y J. Cortes (1990), Propuestas de Modificación al Código de Aguas.

J. Muñoz (1986), Comentario de algunas disposiciones del Código de Aguas.

MARCO JURIDICO DE LOS ORGANISMOS OPERADORES DE AGUAPOTABLE Y ALCANTARILLADO

Jorge Ayanegui Suárez, Director General de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Gobierno del Estado de México, Félix Guzmán No. 10, Col. del Parque, Naucalpan, México.

RESUMEN

El reto a la modernidad en nuestro país hace necesario dotar a la Administración Pública de instrumentos legales de aplicación eficaz en el campo de la prestación de los servicios de agua y alcantarillado, que en la actualidad ocupa un lugar estratégico en los Programas de Desarrollo para nuestra Nación.

De esta forma se están gestionando en algunos Estados de la República Mexicana las adecuaciones legales en materia de la administración y ordenación de los recursos hidráulicos, evolucionando el marco jurídico de acuerdo al tiempo, espacio y exigencia, procurando armonía y seguridad jurídica a los entes públicos prestadores del servicio y a los usuarios en general.

En el Estado de México se han emprendido acciones jurídicas encaminadas a la creación de Organismos Descentralizados Operadores de Agua Potable y Alcantarillado a nivel Municipal, ello en cumplimiento a las políticas federales en esta materia, con el objeto de proporcionar los servicios públicos hidráulicos de una forma más justa y equitativa.

INTRODUCCION AL MARCO JURIDICO

Las legislaciones que regulan las actividades inherentes a la prestación del servicio de agua y alcantarillado, encuentran su fundamentación

en la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, la cual otorga al recurso natural importancia relevante como elemento necesario para beneficio y desarrollo de la sociedad.

En el Artículo 27 de la Carta Magna, se determina que la propiedad de las aguas, corresponde a la Nación, la cual tiene facultades para transmitir su dominio y regular su aprovechamiento para una distribución equitativa en beneficio de la colectividad, cuidando su conservación, a efecto de lograr el desarrollo equilibrado del país y mejorar las condiciones de vida de las poblaciones urbana y rural.

Los principios fundamentales establecidos en la Constitución en relación a la preservación, uso y aprovechamiento del agua como recurso natural, se cumplen a través de las condiciones jurídicas que establece la Ley Federal de Aguas

El objetivo primordial de la Ley en cita, lo constituye la distribución equitativa y la conservación de los recursos hidráulicos, tiene el carácter de interés social y orden público, su aplicación es competencia del Ejecutivo Federal quien delega funciones a la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, y ésta norma las condiciones de explotación, uso y aprovechamiento de las aguas, mediante asignaciones que se otorgan a los Estados y Ayuntamientos.

Este ordenamiento constituye la norma máxima de la legislación en materia de agua en nuestro país.

Importante resulta la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente, reglamentaria de las disposiciones de la Constitución General, en relación a la prevención y restauración del equilibrio ecológico, normativa de trascendencia, que establece como objetivos esenciales el control y prevención del agua, por lo cual capitula el aprovechamiento racional del agua y los ecosistemas acuáticos, regulando la prevención y control de la contaminación del líquido, así mismo determina normas técnicas para el vertimiento de aguas residuales en las redes colectoras, cuencas, vasos, aguas marinas y demás depósitos de agua, así como la creación de sistemas para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales.

La Ley Federal de Derechos, establece al Estado y/o, a los Organismos Públicos Descentralizados, la condición de usuarios de agua que se abastecen de obras hidráulicas federales, señalándoles las tarifas que deben pagar por el uso o aprovechamiento de los bienes del dominio público de la Nación.

A través de esta columna vertebral jurídica, se originan y se fundamentan todas las legislaciones de carácter estatal y municipal, que a su vez van a robustecer el accionar del Estado en la prestación de servicio del vital recurso.

Es así, que el Estado de México cuenta con las medidas jurídicas adecuadas a las necesidades económicas, sociales y políticas de la entidad, tendientes a regular ese importante servicio público, citando sus principales Leyes encontramos a la Ley de Hacienda Estatal, Ley que Crea el Organismo Público Descentralizado denominado Comisión Estatal de Agua y Saneamiento instrumento jurídico que atribuye a este ente como el órgano rector estatal del recurso natural y la Ley de Prestación de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado.

Así mismo se consideran ordenamientos jurídicos no menos importantes la Ley Orgánica Municipal, la Ley de Hacienda Municipal y los Bandos Municipales. En base a la síntesis realizada sobre los aspectos jurídicos del agua y alcantarillado que se regulan en el marco legal en el ámbito federal estatal y municipal se considera que derivado de la importancia de la cual se encuentran revestidos y con el carácter prioritario que representa el recurso natural agua, en el Estado de México se están propiciando cambios en relación a Leyes que pretenden reforzar a los entes que tienen la obligación de proporcionar los servicios públicos de agua y alcantarillado, es así que en el seno de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas, del Gobierno del Estado de México, se instrumentó por conducto de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento un anteproyecto de Leyes que regularán la creación de Organismos Descentralizados a nivel Municipal, con esto se piensa proveer a los Ayuntamientos de una persona moral que se encargue de proporcionar el servicio público a una comunidad con recursos económicos propios, gozando de autonomía así como con personal y materiales técnicamente adecuados y capaces para el desarrollo de tan importante encomienda.

En la Entidad Mexiquense se presentan marcos diferentes entre los 21 municipios, que van desde la densidad de población, del medio de desarrollo, distintos problemas socioeconómicos y técnicamente en materia de la prestación del servicio de agua se cuenta con diferentes infraestructuras, dotaciones, suministros, operación y administración de sus sistemas de agua y alcantarillado.

PROPUESTA DE ACCIONES

Tomando en consideración los razonamientos referidos con antelación, se propuso la creación de Organismos Descentralizados Operadores de Agua y Alcantarillado en los Municipios del Estado, dividiéndose en dos etapas, considerándose en el proceso inicial 10 Ayuntamientos, los cuales representan conjuntamente en la entidad más del 50 % de la población mexiquense.

En la etapa subsecuente participarán en la integración de sus organismos descentralizados de este importante servicio 20 municipios que se consideran ciudades medias, a través de esos entes públicos municipales, se logrará eficientar el servicio mediante la implementación de mecanismos operacionales y administrativos más competentes, estableciendo dentro de

su seno de gobierno una participación más activa de los usuarios domésticos, industriales o comerciales los que se difundirá la cultura del agua y su uso racional.

La normatividad que regulará a los organismos operadores de agua y alcantarillado, se ha autorizado en 8 Ayuntamientos y la cual en forma sistemática se resaltan los aspectos más sobresalientes de sus 7 capítulos.

Esta Ley contempla que los organismos estarán investidos con personalidad jurídica y patrimonio propio, se les confiere 19 atribuciones de las cuales podemos destacar que los entes operadores recibirán de los usuarios las contribuciones, aportaciones y derechos por los servicios que prestan, planearán, construirán, operarán y mantendrán los sistemas de agua potable y alcantarillado. Así mismo su Consejo Directivo se integrará con los funcionarios municipales y estatales necesarios, así como con representantes de los usuarios domésticos, comerciales o industriales.

En este documento se establece que las tarifas y adeudos que por el servicio que presta el organismo se considerarán créditos fiscales que se harán efectivos a través de la autoridad fiscal municipal, para que a su vez esa, transfiera los recursos recuperados de inmediato al patrimonio del organismo.

Por último se señalan disposiciones encaminadas a ejercer un control de vigilancia externa sobre la administración, recursos materiales y humanos del ente público operador.

CONCLUSIONES

Con estas adecuaciones administrativas municipales, apoyadas en el marco jurídico que hemos analizado, se logrará elevar la calidad del servicio dando una distribución equitativa en toda la entidad mexicana.

Los entes públicos descentralizados contarán con la suficiente capacidad jurídica, económica y técnica, tendientes a proporcionar el servicio de los usuarios acorde a sus necesidades.

Se dará la importancia debida que en estos tiempos ha obtenido el recurso agua, al ubicarse estratégicamente en los primeros lugares en el Programa Nacional de desarrollo.

Se pretende que en un mediano plazo se equilibren los servicios públicos en concordancia con la demanda de ese vital servicio.

Se procura con este marco jurídico que el servicio de agua potable y alcantarillado resulte ser social y económicamente eficiente a su vez que su distribución sea cada día más justa en las comunidades.

Para concluir, podemos considerar que en nuestro país existen las condiciones de maduración jurídica, política y social en todos los niveles de nuestra sociedad, lo que nos hace determinar que los avances citados en el cuerpo de este documento se encuentran encaminados a la búsqueda de soluciones de algunos de los problemas que le aquejan a la administración pública y que pretenden cimentar con bases firmes y reales la modernidad que cada día exige el país.

MUCHAS GRACIAS

THE LEGAL AND INSTITUTIONAL CONUNDRUM OF EFFICIENT WATER USE IN THE WESTERN UNITED STATES

Steven P. Gloss, University of Wyoming, Wyoming Water Research Center
Mark Squillace, University of Wyoming College of Law
P.O. Box 3035, University Station, Laramie, WY 82071

ABSTRACT

The future growth and development of the western United States is, in large measure, dependent upon the availability of water resources. This fact, in itself, offers a powerful incentive to the western states to ensure that existing water supplies are used efficiently. In addition, contemporary recognition that long-term supplies may be less than previously projected, that federally mandated shifts of water use to Native Americans will occur, and that increasing population growth in urban areas is imminent, are all increasing the need for efficient water use.

Ironically, the existing legal and institutional framework for the administration of western water rights often seems to discourage efficient water use. This paper reviews the legal and institutional constraints on efficient water use in the western United States and offers suggestions for promoting efficient water use within the basic framework of the prior appropriation doctrine.

INTRODUCTION

The western United States, and particularly the states of the Colorado River and Great Basin, generally have an arid climate (average precipitation range 10-20 inches per year). Furthermore, most precipitation in the region is in the form of snowfall on high elevation mountain ranges. These sources of water supply are typically hundreds of miles from major population and agricultural areas. As the population of these basins grew, the federal government subsidized the construction of large dams to store water and canals to deliver it to farms and urban areas, first near the river and then outside the basin areas that also draw on water supplies from other sources.

Today, the water supplies for southern California, central Arizona, and southern Nevada are interlinked with those for Denver, and Salt Lake City in one vast system that also provides hydroelectric power, flood control, and serves other purposes of

water resources development. Runoff is stored in reservoirs with a total capacity several times the mean annual flow, and transported, when needed, up to hundreds of miles to serve over 30 million people and produce billions of dollars worth of crops and hydropower revenues in seven arid states.

The institutions that prompted and built individual water projects now find that their management policies are linked in a system of water allocation among the states, and water rights within the states, that fully divides the water and strenuously protects its allotment. Over time, each institution and state has been shaped by their own physical system and past experiences. None are positioned to think of the collective interests of the region as a whole. This vast water resource infrastructure which evolved in independent segments now faces the prospect of responding to the combined needs of the entire system.

Furthermore, the design and operations of water resource systems were often based on relatively short records that later proved not to be representative. Systems that were able to supply water are threatened from two sides: supply - abnormal weather or climate change bringing droughts that are longer and more severe, and demand - growth of the service area, including residential and industrial needs, as well as environmental consciousness building resistance to diverting additional instream flows which may be used for recreation, aquatic life, and aesthetic purposes. Society must develop tools to plan for future water needs and to provide incentives that encourage efficient management of water resources and their institutions.

Efficiency can be viewed from several perspectives. Absolute efficiency conotes accomplishing the purpose for which the water is intended (e.g., growing a crop) with as little water as possible. Economic efficiency means putting the water to its highest economic use (direct and indirect benefits). Social efficiency might be viewed separately from economic efficiency to the extent that it encompasses values that are difficult to quantify. Aesthetic and ecological values are attributes that might be taken into account in ascertaining the most socially efficient use of water. Finally, institutional efficiency is a use, which in a real or imagined sense, protects the legal right of an institution (e.g., a state) to its water, whether that use is efficient in the sense of the previous definitions or not. One or all of these definitions of efficiency can operate simultaneously in the western U.S. depending upon the geographic and demographic factors in place. This paper focuses primarily on absolute efficiency, although aspects of social and economic efficiency, are considered.

HISTORY OF WATER ALLOCATION IN THE WESTERN UNITED STATES

Since the late 19th century, the prior appropriation doctrine has governed water allocation in the western United States. Under this system, persons in most states are able to obtain the right to use water for beneficial purposes by filing a permit application with their state government. The only state that has managed to avoid a permit process is Colorado, which continues to allow persons to obtain water rights by engaging in affirmative acts to divert water from a water course. In all states, a

person's water right is subservient to the water rights of prior appropriators, with the appropriation date generally falling on the date of the permit application or, in the case of Colorado, the date that an act to divert water was commenced. This system has worked well throughout most of its history. Early appropriators can generally depend on a useable water supply throughout the year and they can plan and invest appropriately. Later appropriators recognize that in dry years they may see the supplies cut off during the middle of the irrigation season. They too, can plan for this contingency.

As society has progressed, however, the uses and need for water have changed and the reallocation of water supplies has tested the prior appropriation doctrine. To be sure, water rights are property rights and, subject to certain constraints, can be bought and sold like any other commodity. But water rights are not as fungible as other commodities; a quantity of water at one point on a stream cannot simply be sold to a person on another part of the stream. Intervening users may have come to rely on return flows from the original user which will be lost if the water right is transferred downstream. Moreover, some of the water available at one point on a stream may be lost in the process of conveying that water to a point downstream, through seepage and evaporation. Early on, the prior appropriation states developed a "no injury" rule which prohibits the reallocation of water rights in a way that might cause injury to an existing user. But the technical complexities surrounding the calculation of injury, and a general skepticism among existing users about the extent to which their rights will be protected if a transfer is approved has limited the amount of transfer activity in many states. Although the total number of transfers is large in many states, few of these transfers involve significant quantities of water. Those that do involve large amounts of water are frequently controversial, and the transaction costs associated with them are correspondingly high (MacDonnell, et al. 1990). The prospects for transferring interstate water supplies, such as those associated with the Colorado River, are especially problematic.

Increased efficiency could significantly improve the beneficial reallocation of water supplies. Unfortunately existing users, particularly those with senior water rights, have few incentives to become more efficient. In most western states, water that is salvaged as a result of increasing the efficiency of water uses returns to the stream system for appropriation by others. It cannot be sold by the person who undertakes to save it, and it cannot be used to expand the scope of the existing uses, as for example by increasing the land that is under irrigation. Obviously, this discourages efficient water use. Many water users, including farmers, have increased their efficiency. Too often, however, efficient water use practices are limited to those who are driven by the nature of their water supply; for example, groundwater users who incur pumping costs may increase their efficiency to limit their pumping costs.

MODERN PROBLEMS WITH REALLOCATION OF WATER SUPPLIES

Most of the early water rights in the western United States were appropriated for agricultural uses. Today, however, the demand for water resources in these states has

shifted away from agriculture and toward municipal and industrial uses. Table 1 shows the estimated use of water in six western states along the Colorado River system. On average, more than 90% of the water consumed in these states is for agriculture. By contrast, agriculture plays a relatively small role in the economies of these states as evidenced by their gross state products set out in Table 2.

While the demand for agricultural water has been relatively steady or declining moderately in these western states over the past 20 years (Moore et al. 1987), other water use demands and supply scenarios are much more dynamic. For example, the Colorado River Compact allocation of waters among the various states was based upon a supply scenario of 15.5 million acre feet (MAF) per annum. Recent studies suggest that the historical flows in the system over the last 300-400 years have averaged less than 13.5 MAF (Gregg and Getches 1991). Native American claims for water rights in the western U.S. total more than 45 MAF per year (Moore et al. 1991) and represent increased competition for all current and future water use. The urban areas served by the Metropolitan Water District for southern California are growing at a rate of approximately 700,000 people per year. Projected urban water demands in this area of the West alone will increase by over 1 MAF by the year 2010 (Cook 1991).

Traditionally, new water needs have been addressed by large new water projects. However the lack of "good" additional dam sites coupled with economic and environmental concerns make it increasingly unlikely that such projects will address significant portions of our future water needs. Instead, the prior appropriation system will have to be adapted to fit new realities.

POSSIBLE SOLUTIONS TO THE REALLOCATION PROBLEM

Numerous authors (e.g. Squillace 1990, Shupe 1982) have suggested legal and institutional changes that can help to address chronic water shortages that are beginning to plague parts of the western United States. Among the most promising are the following:

1. Allow the Sale of Salvaged Water: The western states should follow the lead of California and Oregon in allowing the sale of water that has been salvaged as a result of improvements in efficiency. This will encourage inefficient agricultural users to adopt more efficient practices so that they can reap the financial rewards of selling a portion of their water rights. Many possibilities exist for the inefficient agricultural user. For example, ditches can be lined, excessive vegetation along ditches can be controlled, and modern irrigation methods can replace flood irrigation techniques. Two projects support the feasibility of promoting increased efficiency by allowing the transfer of salvaged water. The most prominent involves an arrangement between the Imperial Irrigation District (IID) in California and the Metropolitan Water District of Southern California (MWD) which is expected to salvage 100,000 acre feet of water per year (Gray 1990). A similar project on a smaller scale is taking place in Wyoming where improvements to the Casper-Alcova Irrigation District System are

TABLE 1. ESTIMATED CONSUMPTIVE FRESHWATER USE BY STATE, 1985
(in millions of gallons per day).

	Irrigation	Domestic	Other	Total
Arizona	3170 (85.4%)	275 (7.4%)	266.8 (7.2%)	3711.8
California	19300 (91.3%)	879 (4.1%)	993 (4.6%)	21172
Colorado	4570 (94.2%)	145 (3%)	138 (2.8%)	4853
New Mexico	1270 (83%)	106 (6.9%)	154.1 (10.1%)	1530.1
Utah	1940 (86.1%)	119 (5.3%)	193.5 (8.6%)	2252.5
Wyoming	2560 (95.8%)	30 (1.1%)	83.4 (3.1%)	2673.4
Totals	32810	1554	1828.8	36192.8
Percentage of all uses (approximate)	91%	4%	5%	100%

Source: Adapted from Estimated Use of Water in the United States in 1985 (U.S. Geological Survey Circular 1004) (1987) at Tables 4, 6, 8, 10, 12, and 14.

TABLE 2. GROSS STATE PRODUCT (1986) (in millions of dollars).

State	Total	Farms, Forestry, Fisheries & Ag Services
Arizona	53,253	1,122 (2.1%)
California	533,816	11,282 (2.2%)
Colorado	59,177	1,517 (2.6%)
New Mexico	23,603	513 (2.2%)
Utah	24,008	400 (1.7%)
Wyoming	11,673	219 (1.9%)

Source: Adapted from Statistical Abstract of the United States, 1989, Table No. 698.

being financed by the City of Casper in exchange for a long-term lease of 7,000 acre feet of salvaged water. Because Wyoming law does not generally allow such transfers, however, special legislation had to be enacted to authorize this project (Squillace 1990). Although this technique has been used successfully to promote the efficient use of water, some standards may be necessary to ensure that environmental resources are not unduly harmed in the process.

2. Define and Enforce Beneficial Use Restrictions: In all prior appropriation states, water rights are limited to beneficial uses. The beneficial use concept was conceived as a vehicle to prevent wasteful water uses. Historically, however, courts and legislatures have been reluctant to define beneficial use, and state agencies have been equally reluctant to criticize outmoded water uses as wasteful. This reluctance should end. As water demand increases and as supplies become more scarce, our societies can ill afford to countenance wasteful practices. Fortunately, enforcement of beneficial use principles need not be punitive. If a stricter beneficial use policy is coupled with a liberalization of transfer rules relating to salvaged water, the wasteful user may actually profit from foregoing its wasteful ways. Indeed, this appears to have been the case with the Imperial Irrigation District, which was essentially coerced into action by a decision of the California Water Resources Control Board which found existing water usage by IID unreasonable. Rather than forfeiting its water rights, IID was allowed a reasonable time to negotiate an arrangement with the Metropolitan Water District to transfer water to the MWD (Gray 1990). As described above, the transaction has been consummated.

3. Promote the Sale of Options and Temporary Transfers: Too often, water transfers are viewed as a permanent (sale) or semi-permanent (lease) transaction. In many cases, the most efficient use of water resources may be accomplished through temporary transfers or the sale of options. The dry year option offers a good example of how efficient water use can be achieved. Municipal and industrial users often need a certain supply of water. In order to assure their supply, they have traditionally purchased senior water rights or resorted to safe groundwater supplies that may impose substantial pumping costs. In most years, however, a smaller quantity of junior rights will satisfy their needs. Rather than encourage municipal users to tie up a significant quantity of senior water rights, states should promote the sale of options (Michelsen 1989). A dry year option can be purchased from an agricultural user for a fixed sum. Under the terms of the option contract, the farmer is allowed to use his water during normal water years. In dry years, however, the city exercises its option to purchase the water at a fixed price and the farmer either retires his land for a year or resorts to dry land farming. In this way, the water is reserved for the City only when it is needed. The farmer is able to survive because of the additional compensation he receives during dry years. In normal or wet years, he farms as usual.

4. Promote Trial Transfers: Scientific uncertainties about the impacts of transfers abound. Historically, the lack of certainty has led some states and many prospective buyers and sellers to evaluate transfers conservatively. Trial transfers, the transfer

or water for a trial period to ascertain the hydrological affects. may take longer to complete. But they also provide some assurance of fairness to the interested parties. Existing users can be assured that their rights will be protected; at the same time, the transferee can be confident that the transfer will be subject only to those restrictions that are necessary.

5. Water Banking: Water "banks" are a vehicle for marketing water, usually for a single irrigation season. Banking rules are usually established which provide, among other things, for the purchase of water rights at a fixed per unit cost. The water bank then represents a pool of resource capital where individuals or institutions in short supply because of local or regional conditions can obtain water on a temporary basis. Water banks are usually voluntary and subject to evaluation similar to transfers. A water banking system created in California in response to drought conditions in 1991 obtained over 700 000 acre feet of water (Vaux, H.J. 1991).

6. Develop Policies Which Promote Urban Water Conservation: Much of the increased demand for water in the West is a result of urban population growth. A partial alternative to seeking additional water supplies is increased efficiency. A variety of approaches which encourage urban conservation should be considered. Examples include pricing, incentives for water efficient appliances and plumbing, xeriscaping, and accurate water metering. While this conservation potential is relatively small in the overall water use picture, it can be quantitatively important within the urban sector. Many of the considerations in planning and implementing urban water conservation have been discussed by Woodard (1990).

CONCLUSION

As the demands for scarce water supplies increase, the pressure for more efficient use of existing water resources increases as well. The prior appropriation doctrine has historically been administered in a way that tolerated and even encouraged inefficient use. New demands for water were accordingly satisfied by developing new supplies. The prospects for significant new water development and the increasing pressure on existing supplies have now made the modernization of the prior appropriation doctrine inevitable. The task for those involved in the study of this problem is to convince the policy makers that the time for change has come.

REFERENCES

- Cook, W.E. (1991), Colorado River Water Transfers. The Fourth Annual Frank Trelase Symposium on Natural Resource and Environmental Law, March 15-16, Jackson, WY.
- Gray, B.E. (1990), A Primer on California Water Transfer Law. 31 Arizona Law Review 744.

Gregg, F. and Getches, D.H. (1991), Severe Sustained Drought in the Southwestern United States, Man and the Biosphere Program. U.S. Dept. of State Phase I Report, Grant No. 1753-800554.

MacDonnell, L.J. (1990), The Water Transfer Process as a Management Option for Meeting Changing Water Demands, U.S. Geological Survey 14-08-0001-G1538, Vol. I. 70 pp.

Michelsen, A.M. and Young, R.A. (1989), Economics of Optioning Agricultural Water Rights for Urban Water Supplies During Drought. American Water Resources Association, 25th Annual Conference, Tampa, FL, Sept. 17-22.

Moore, M.R., Crosswhite, W.M. and Hostetter, J.E. (1987), Trends and Associated Factors in Offstream Water Use: Agricultural Water Use in the United States, 1950-1985. U.S. Geological Survey, Water Supply Paper 2350. 553 pp.

Shupe, S. (1982), Waste in Western Water Law - A Blueprint for Change, 61 Oregon Law Review 483.

Squillace, M. (1990), Water Marketing in Wyoming, 31 Arizona Law Review 865.

Woodard, G.C. (1990), "Urban Water Conservation: The Last Water Hole or Mostly a Mirage?", Moving the West's Water to New Uses: Winners and Losers. Presented at the Natural Resources Law Center, University of Colorado School of Law, June 6-8, 1990.

Vaux, H.J. (1991). The California Drought, 1987-?. WSTB Newsletter, Volume 8, No. 2. Water Science and Technology Board, National Research Council. 20 pp.

EL SERV. DE PROT. Y SEG. HIDCA. IMPLICITO AL APOYO DE LA ADMON. DEL AGUA Y LA RECAUDACION

Fco. Javier Zendejas V. S.A.R.H. Comisión Nacional del Agua Av. Loreto Favela No. 850, San Juan de Aragón, Gsutavo Madero, C.P. 07950, México D.F.

RESUMEN

El gobierno de México se ha fijado la tarea de asegurara la supervivencia del País a largo plazo, previendo condiciones que setablesen un desarrollo justo y equilibrado, y que incrementen el bienestar público, mediante el porceso de la modernización de actividades de regulación; consistentes en estás en establecer y vigilar el cumplimiento de leyes y normas, en desalentar y evitar ciertos eventos, y en procurar y fomentar la ocurrencia de otros.

En este sentido y dentro del contexto del agua, el Servicio de Protección y Seguridad Hidráulica ha instrumentado acciones y metodologías de apoyo, para que de manera oportuna, controlada y sistemática se haga cumplir en la Legislación Federal de materias Aguas, con miras a preservar la infraestructura hidráulica nacional, coadyuben en la administración del agua, e intencificar la base tributaria del sistema financiero relativo al mismo recurso.

De igual manera, en la actualidad resulta impostergable el actuar coforme a derecho como desición y firmeza, para hacer realmente valaderos los preceptos legales de inclusión; lo cual obedece a que las autoridades y todos los usuarios, de una manera u otra somos responsables directos de su preservación y regulación.

INTRODUCCION

Dada la importancia de los sistemas hidráulicos y el papel estratégico que desempeñan las instalaciones que constituyen la infraestructura hidráulica, para el desarrollo económico, político y social del país; el Ejecutivo Federal decretó en el año de 1985 la creación del "Servicio de Protección y Seguridad Hidráulica", asignándole principalmente funciones orientados a hacer respetar los postulados inmersos a la Ley Federal de Aguas.

La naturaleza de las funciones conferida abligaron al impostergable y sistemático desarrollo de proceso de reestructuración y adecuación de dicha Unidad de trabajo, que aunado a la reciente consolidación de la Comisión Nacional del Agua, han originado el planteamiento de respuestas realistas para satisfacer requerimiento de protección y seguridad en el entorno hidráulico; coadyuvando física, directa y técnicamente, dentro del marco de su competencia, con el desempeño de acciones básicas, para dinamizar la ordenación de las cuencas hidrológicas, y lograr la racionalidad de la administración de los recursos hidráulicos, así como la regulación del Sistema Financiero del Agua.

Dentro de este panorame, el servicio de Protección y Seguridad Hidráulica se constituye como un organismo técnico-operativo, encargado de la portección y seguridad de la infraestructura hidráulica nacional, y la alvertiva para hacer frente a contingencias y evtualidades nen la materia, provocadas por la incidencia de fenómenos y alteraciones naturales y sociales, vinculadamente con el Sistema Nacional de Protección Civil.

ESTRATEGIA

Con base en planteamiento del eficiencia y modernización el Cuerpo de Protección y Seguridad Hidráulica, en el sentido que nos ocupa y en le marco de logros, se ha porpuesto el siguiente objetivo generico:

- Erradicarde fondo, física y directamente, ante "usuarios caldestinos" de aprvechamientos hidráulicos, el desconocimiento y falsa conceputación e intrpetación de la Ley Federal de Aguas y Ley Federal de Derechos en materia de Aguas y Ley Federal de Derechos en materia de aguas; y dinamizar y fortalecer las funciones del ámbito de la Comisión Nacional del Agua.

De igual manera, independientemente de realizar en forma edecuada las funciones y actividades conferidas de origen a la Corporación; en términos cuantitativos, dentro del campo de productod tangibles, se ha determinado:

obtener e integrar información estratégica, de aporvechamientos y usus de hecho y de derecho en los hidrosistemas (autorizados, legalizados, irregulares, clandestinos, ...); ineludible en la eficiencia operativa y demostración Institucional de capacidad operativa y presupuestaria suficiente de la Comisión Nacional del Agua, de acuerdo al universo Potencial tributario y de productividad conducente.

En el mismo sentido de exposición de metas, se ha programado entre otras, la siguiente relación que indiscutiblemente muestra el apoooyo a la administración de agua y a la necesaria recaudación.

-Identificación de tomas y derivaciones clandestinas, en escurrimiento superficiales y almacenamiento.

Localización de asentamientos humanos irregulares y usuarios de hecho, enzonas federales y de protección dependientes de la C.N.A.

-Evaluación de permisos y asignaciones en "pozos legales" respecto a la extracción, y detección de pozos clandestinos.

-Otogamiento de boletas de inspección y/o apercibimiento a usuarios de hecho de los sistemas hidráulicos, así como con derechos irregulares.

-Obtención de muestras de agua, proveniente de obras y sistemas hidráulicos estratégicos.

Identificación de descarga clandestinas en cuerpos receptores.

-Detección de puntos contaminantes.

-Orientación de restricciones, regularizaciones, y pago de derechos por uso, consumo, aprovechamiento y contaminación de los recursos hidráulicos.

Por lo anterior, el Servicio de Protección y Seguridad Hidráulica ha analizado que para llevar a cabo un orden funcional y tributario en el marco del agua, es necesario obtener un control absoluto de los usuarios de los recursos hidráulicos, por lo que dadas las características ideológicas de los habitantes del Territorio Nacional, y con base a que las funciones de los elementos de la Corporación, en su mayoría, se realiza en "campo"; se obtuvo la validación jurídico-legal para directamente aplicar y disponer de "Instrumentos de Apercibimiento" ante los usuarios de los hidrosistemas, infractores de los ordenamientos legales en materia de Aguas (Anexo 1, los cuales en su adverso original contienen sintéticamente los principales artículos contravenidos que interfieren la actual política hidráulica marcada por la Ejecutivo Federal; y que están correlacionados a la "normatividad genérica" (Anexo 2) que deben guardar dichos documentos.

En términos prácticos de procedimiento, dentro de este renglón, las actividades desarrolladas corresponden a:

-La ejecución programada y calendarizada de recorridos físico- visuales en los sistemas hidráulicos (principalmente zonas urbanas, rurales, industrias y agrícolas), para identificar: con los usuarios de derecho, alteraciones en lo permitido sobre extracciones de material, ocupación de zona federal y/o de protección, derivaciones y tomas superficiales y subterráneas, volúmenes extraídos, así como descargas culminantes; con los usuarios de hecho, características de explotación de materiales, uso de zonas federales y/o de protección, modificaciones al escurrimiento y volúmenes almacenados y subterráneos utilizados, fuentes contaminantes; y en general acciones adversas que interfieran en el comportamiento de los sistemas de estudio.

-El desarrollo de acciones de preservación así como de protección y seguridad en los hidrosistemas; vigilando y evitando en su caso, la proliferación e irregularidades que alteren el equilibrio de la infraestructura, así como lo permitido y lo cotidiano en los centros de población y áreas de producción.

-El promover ante los usuarios de hecho, el trámite de permisos, asignación, concesión, regularización y/o pago que corresponda. De igual manera, el difundir metodologías de contribución por el derecho de uso, aprovechamiento y/o contaminación de los recursos hidráulicos; todo bajo los preceptos de la Ley Federal de Aguas, la Ley Federal de Derechos en materia de aguas y la Ley de Contribución de Mejoras por Obras Públicas de Infraestructura Hidráulica.

Por lo anterior y en virtud de que se requiera que lo expuesto se desarrolle en forma congruente y uniforme, se ha dispuesto una "orientación" inductiva, aplicativa y deductiva, del marco que nos ocupa; en los tópicos de: Tomas y/u ocupación de zonas federales y de protección; Extracciones de material, y Aguas residuales y/o contaminación (Ejm. tabla 1).

CONCLUSIONES

Conforme los lineamientos de estrategia derivados de los planteamientos generales de política, instrumentación y visión de una eficiente administración del agua, vinculados a la "Estrategias 1990-1994 de la Comisión Nacional del Agua", y adicionalmente a los externados en el presente documento, en el sentido del apoyo a la administración y recaudación; el Servicio de Protección y Seguridad Hidráulica colaborará sustantivamente en la integración de información relacionada a rubros prioritarios, registrados como: Inventarios de aprovechamiento de aguas superficiales y subterráneas, de obras y presas integrantes de la infraestructura hidráulica nacional, así como de cuerpos receptores y de descargas residuales; padrones de usuarios de aguas, de terrenos federales y de extracción de materiales pétreos; y de igual manera en la regularización de los sistemas usuarios.

Por otra parte, considerando el tema central del evento en cuestión "Uso Eficiente del Agua", así como los rubros inmersos al temario que se le integra, principalmente el relativo a Motivación y Restricción" donde se incluyen aspectos de participación ciudadana, educación de usuarios y revisiones de los entornos legales integrales, en materia de aguas, para tal vez modificar, eliminar, adicionar y/o actualizar ciertos postulados, de igual forma implantar, implantar los Reglamentos Generales de dichos ordenamientos, para que entre otros factores, se regule la interacción de los recursos hidráulicos, sus sistemas usuarios y el medio físico, con objetivos particularizados de equidad y justicia en el manejo de un patrimonio de todos, el agua.

Anexo 1
 CON FUNDAMENTO EN LO DISPUESTO EN LOS ARTICULOS: 16 DEL SEGUNDO PARRAFO DE LA CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS; 25 FRACCIONES XXIV, XXVIII Y XXXVII DE LA LEY ORGANICA DE LA ADMINISTRACION PUBLICA FEDERAL; 17 FRACCIONES I, V, IX, XXI Y XXII, 109 FRACCION II Y 156 DE LA LEY FEDERAL DE AGUAS; 20 FRACCIONES I Y VII DEL DECRETO DE CREACION DE LA COMISION NACIONAL DEL AGUA, PUBLICADO EN EL DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACION EL 16 DE ENERO DE 1989; 30 INCISO C FRACCIONES II, IX Y XVI DEL REGLAMENTO INTERIOR DE LA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS, EN CONCORDANCIA CON LOS NUMERALES 19 Y 22 DEL REGLAMENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION Y SEGURIDAD HIDRAULICA, SE PRACTICA LA PRESENTE:

ACTA DE INSPECCION No. (1)

Misma que se realiza en (2)
 en virtud de que el (la) C. (2)
 persona que atendió la diligencia, y quien se identificó con (3)
 (4) en su carácter de (5)
 previo permiso que otorgó para practicar ésta, en el interior del predio, se encontró que presuntivamente encuadra su conducta en posibles violaciones a los Artículos Nums. (6) de la Ley Federal de Aguas, (7) correspondiente(s) a la Ley Federal de Derechos, y (8) contemplado(s) en la Ley de Contribución de Mejoras por Obras Públicas de Infraestructura Hidráulica.

(* 9 *)
 APROVECHAMIENTO Aguas Subterráneas _____ Riego-Drenaje _____
 0 Aguas Superficiales _____ SERVICIOS: Suministro Bloque _____
 USO: Aguas Residuales _____ Otros (Especif.) _____
 Uso de Inmuebles y/o Zona Federal _____
 Extracción de Materiales _____

Con base en lo observado, se percibe a (el/la) C. (10)
 (10) Posible Infractor(a), para que se presente en un plazo de diez días hábiles, contados a partir de la fecha que se señala en el presente documento, para aclarar y manifestar lo que a su interés convenga, en las Oficinas que ocupa la Gerencia Estatal de la Comisión Nacional del Agua, sitas en (11)
 (11)

En caso de no comparecer, se procederá conforme lo señala la Ley Federal de Aguas y demás Ordenamientos Legales aplicables al caso.

Fecha: (12)
 (13) (14)
 E L A B O R O USUARIO

OBSERVACIONES: (15)

Anexo 2

NORMATIVIDAD GENERICA QUE DEBEN GUARDAR LOS "INSTRUMENTOS DE APERCIBIMIENTO" CON OBJETO DE CUBRIR PRINCIPIOS CONSTITUCIONALES DE MOTIVACION, FUNDAMENTACION Y LEGALIDAD.

- 1.- El número de "Acta de Inspección", está foleado con la identificación Estatal (según la secretaría de Programación y presupuesto), proseguido de un máximo de cuatro caracteres (0001-9999). Ejemplos: acta de apercibimiento No.010008 corresponde a la bolea No. 8 del Estado de Aguascalientes; dispuesta la Gerencia Regional Lerma-Balsas, con sede en el Estado de Querétaro.
- 2.-Espacio determinados para identificar el domicilio y/o localización del lugar específico donde se registra la irregularidad y/o explotación del bien observado, debiendo contar, si es factible, con dirección (calle, número, Municipio y Estado); asimismo debe considerar la ubicación referida al asimismo debe considerar la ubicación referida al sistema hidrológico en estudio (Ejemp: 7 km. aguas abajo de la cortina de la presa Dolores; margen derecha de Río Singuilucan a la altura del puente "El Zopilote"; ladera izquierda del vaso de la Presa "La Estrella; confluencia del Arroyo San Marcos y el Río Salado;...).
3. Punto para señalar el nombre de la persona o usuario que atiende físicamente la diligencia, notificación y/o acto de inspección en el inmueble de predio.
- 4 y 5.- Sitios orientados para marcar respectivamente datos de algún documento y especificar la acreditación del individuo o usuario que atendió o facilitó el acto (credencial, licencia de conducir, actas civiles, etc.).
- 6, 7 y 8.- Campos dispuestos para indicar el (los) núm.(s) de artículos (s), con fracciones en su caso, contravenido (s) por el sistema de usuario, en la Ley Federal de Aguas, Ley de Contribución de mejoras por Obras Públicas de Infraestructura Hidráulica respectivamente.

9.- Area para identificar la situación del (los) bien(es) o aprovechamiento (s) que se esté(n) alterando, identificando con una X, el o los sistemas "explotados".

10.- Lugar para plasmar el nombre o razón social de la persona física o moral responsable de la alteración al complejo hidráulico a cargo de la Comisión Nacional del Agua, o bien gobiernos u organismos estatales y municipales; infractores de los ordenamientos legales federales en materia de aguas.

11.- Punto ex-profeso para indicar la dirección completa (incluyendo Código Postal y Entidad) de las oficinas de la Gerencia Estatal de la Comisión Nacional del Agua en la jurisdicción, donde se realicen los trámites de regularización, ago y/o aclaración, según el caso.

12.- Espacio para indicar la fecha en que se levanto el Acta de Inspección".

13 y 14.- Lugares desatinados para asentar el nombre y la firma del elemento de Protección y Seguridad Hidráulica y/o de la persona responsable de efectuar la inspección; así como la del sistema usuario "posible infractor" de la legislación en materia de aguas.

Consideraciones Generales

a.- Las actas se elaboran con un número de copias suficientes para hacer partícipes a todas las Unidades involucradas

en la coordinación, regularización, legalización y/o cobro.

b.- En virtud de que se otorga un plazo de diez días hábiles al "probable usuario infractor" para aclarar lo que a él convenga; es pertinente el desarrollo e implantación de Programas permanentes, expeditos y oportunos, para la distribución de los documentos copia de apercibimiento correspondientes.

c.- En caso de no encontrarse el usuario responsable directo de la "factible" alteración, o destinatario objeto de la diligencia, es preferible aperegar a las formalidades que señala el Código Federal de Procedimientos Civiles y el Código Fiscal de la Federación de Aplicación Supletoria; debiéndose obtener y otorgar, previo a la publicación de los "Instrumentos de Aperebimiento". las siguientes estancias en orden secuencial, según el caso: Oficio de orden de comisión para efectuar notificaciones; Comunicado; Citatorio; Cédula de notificación, y Notificación por instructivo. Cabe señalar que conjunto al acto de conferir la Cédula de notificación, se debe proceder a la adjudicación del "Acta de Inspección".

d.- Las actas de Aperebimiento" deben ser aplicadas con pleno conocimiento de los ordenamientos legales en la materia, con extremado profesionalismo y ética, con amplitud de criterio Institucional, y con un planteamiento integral de la problemática detectada; por lo que cuando llegase a determinar alguna "cancelación", se hace menester cubrir una total justificación de motivos.

e.- Por último, resulta pertinente obtener fotografías de las alteraciones diagnosticadas y/o anomalías identificadas, e integrar reportes gráficos que constan lo asentado en cada Instrumento y muestren un panorama argumentario y genérico de los asuntos entendidos.

ARTICULADO INACTIVO E INSOLVABLE ANTE USUARIOS IRREGULARES DE LOS SISTEMAS HIDRAULICOS

Tabla 1

BASE LEGAL	TITULADO CAPITULADO	ORIENTACION	DESCRIPCION POR USOS							
			INVASION Y OCUPACION DE ZONA FEDERAL Y/O DE PROTECCION							
			PARTICULAR AGROPECUARIO- PESQUERO ACUICOLA- PROTEC. TELECOMU- OTROS		IND. C/OBRA RIO.		TURA. Y ORNATO NICACION.			
LEY FEDERAL DE AGUAS	<u>DISPOSICIONES GENERALES:</u> II.- REGIMEN LEGAL DE LOS BIENES III.- APLICACION DE LA LEY <u>ASIGNACIONES, CONCESIONES, PERMIS.:</u> I.- ASIGNACIONES Y RESERVAS III.- ASIG.CONC.Y PERM./OCUPACION	Inductiva: * * * * * * * *	68 I - IX. 178 XXII. 1319 1489; 1540; y 1569. 19; 28; y 38. 2329.							
LEY FEDERAL DE DERECHOS	<u>DISPOSICIONES GENERALES:</u> IX.- USO O GOCE DE INMUEBLES	* * * *	2329							
LEY FEDERAL DE AGUAS	<u>FALTAS Y DELITOS:</u> I.- FALTAS	Aplicativa:	1758111 1758111 1758111 1758111 1758111 1758111 1758111 1758111 175811V 175811V 175811V 175811V 175811V 175811V 175811V 175811V 175811X 175811X 175811X 175811X 175811X 175811X 175811X 175811X							
LEY FEDERAL DE DERECHOS	<u>DERECHOS POR USO O APROV. DE BIENES</u> IX.- USO O GOCE DE INMUEBLES	* * * *	2329 2329 2329 2329 2329 2329 2329							
LEY DE CONT. MEJORAS	I.- OBLIGACION DE PAGO POR MEJORAS	* *	19							
LEY FEDERAL DE AGUAS	<u>FALTAS Y DELITOS:</u> I.- FALTAS	Aplicativa/Deductiva	1760 1760 1760 1760 1760 1760 1760 *							
LEY FEDERAL DE DERECHOS	<u>DERECHOS POR PRESTACION DE SERVS.:</u> VII, SEC.I.- SERVICIOS DE AGUA	* * * * * *	829A11 829A11 829A11 829A11 829A11 829A11 829A11 829A111 829A111 829A111 829A111 829A111 829A111 829A111							
	<u>DERECHOS POR USO O APROV. DE BIENES</u> IX.- USO O GOCE DE INMUEBLES	* * *	2329I 2329111 23291V 2329V 232911 23291V11 2329A							

NOTAS:

1.- Se deducirán montos anuales (Ejercicio 1991).

* Multas intermedias, de acuerdo a las fracciones alteradas.

EL USO EFICIENTE DEL AGUA Y LA ENERGIA EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LA CD. DE AGUASCALIENTES, AGS.

INTRODUCCION

Dentro del marco de modernización de los servicios públicos se han conseguido avances muy importantes en los dos últimos años, para lograr, en particular, incrementar la eficiencia global de los organismos operadores de los sistemas de agua potable y alcantarillado de la República Mexicana.

La Comisión Nacional del Agua en coordinación con otras entidades de los gobiernos federal, estatal y municipal, a nivel Nacional, y con otras instituciones extranjeras, han iniciado una serie de acciones precisas y programadas, con el objeto de lograr el fortalecimiento interno empresarial de los organismos.

Tradicionalmente, como responsables de la prestación de los servicios de agua potable y alcantarillado, nos habíamos preocupado exclusivamente las inversiones en ampliación de infraestructura, para ir cubriendo lo mejor posible, la creciente demanda de la población, en un país con una alta explosión demográfica.

Pero los recursos naturales se agotan y entonces es necesario que además de que se contemplen acciones para aumentar la oferta del servicio, se inicien otras, de manera muy enérgica, que tengan por objeto reducir la demanda mediante programas de control de pérdidas y uso eficiente del agua.

Como parte integral de este programa, la iniciativa privada se ha sumado al esfuerzo del Gobierno y se ha logrado ya la primera participación de ella en los servicios de agua potable y alcantarillado, en la ciudad de Aguascalientes, Ags.

A continuación se presentan las acciones que se han desarrollado en la Ciudad de Aguascalientes, dentro de los diferentes programas de infraestructura, consolidación y saneamiento.

IMPLANTACION :

El organismo operador de la Ciudad de Aguascalientes, la Comisión de agua potable y Alcantarillado (CAPA), es un organismo público descentralizado, con personalidad jurídica y patrimonio propios, desde 1986; sin embargo, hasta mediados de 1989 dependía de los recursos y de la administración del Municipio.

Con esta situación jurídica se contrataron en agosto de 1989 los estudios que correspondían a la primera etapa de las 3 que consideraba el esquema de participación de SAASA, Servicios de Agua de Aguascalientes, S. A. de C. U., empresa creada para operar, mantener y comercializar los servicios de agua potable y drenaje de esta ciudad; en esta primera etapa se desarrollaron las siguientes actividades, en un periodo de 4 meses, de septiembre a diciembre de 1989.

- . Padrón de usuarios
- . Catastro de la red e instalaciones
- . Análisis hidráulico del sistema . Planeación técnica y financiera
- . Desarrollo e implantación del sistema de información comercial.

La CAPA, seguía operando y manteniendo los sistemas de agua potable y drenaje y el Municipio tenía a su cargo, la facturación y recaudación a régimen de cuota fija. La CAPA, tenía a su cargo también la contratación y supervisión de proyectos y obras.

A partir de enero de 1990, se inició la segunda etapa, en la que la CAPA seguía realizando todas las actividades mencionadas en la primera etapa, el Municipio dejó de llevar a cabo la facturación, y esta actividad pasó a ser responsabilidad de la empresa privada SAASA.

Para tal efecto se adquirió el equipo de cómputo adecuado y se realizaron las acciones necesarias para el acondicionamiento del área que aloja las oficinas de la Subgerencia Comercial, en donde, desde entonces, se realizan las siguientes actividades:

- . Actualización del Padrón de Usuarios
- . Micromedición
- . Facturación
- . Control de la recaudación
- . Atención al público
- . Comercialización
- . Desarrollo de sistemas

En paralelo, en esta etapa se llevaron a cabo por parte de la CAPA, las acciones que fueron resultado del análisis hidráulico, tales como interconexiones, reforzamiento de la red, rehabilitación de pozos y el inicio de la aplicación de las políticas de operación determinadas

en el mismo estudio. En Marzo de 1990 y 9 meses antes de lo previsto, por indicaciones de la CAPA, la empresa privada AASA, tomó a su cargo la operación y mantenimiento integrales de los sistemas de agua potable y alcantarillado.

Se tuvo que integrar como consecuencia, un equipo técnico que ya estaba siendo capacitado y se entró en un periodo de transición, 3 meses aproximadamente, para recibir instalaciones, personal, maquinaria y vehículos y los estados financieros de CAPA.

Se hicieron por parte de AASA las inversiones para adquisición de equipo, maquinaria y radios de comunicación y se realizó la adecuación del área que aloja actualmente la Gerencia Técnica-Operativa, la cual realiza las siguientes actividades:

. Operación y mantenimiento de pozos, tanques rebombes, redes primaria y secundaria de agua potable y red de drenaje.

. Detección y reparación de fugas.

. Control, procesamiento y estadística de: macromedición, de las estaciones de medición de presión en la red de distribución, el tiempo de operación de cada pozo y su tipo de falla, niveles estáticos y dinámicos en pozos, faltas de agua y bajas presiones por colonia, fugas y su causa, y problemas por taponamientos, dislocamientos o afloramientos en la red de drenaje.

. Políticas de operación para diferentes condiciones del sistema de agua potable.

. Reparación y prueba de medidores domiciliarios, en el taller correspondiente.

. Verificación de los componentes electromecánicos, para un uso eficiente de la energía.

. Conexiones y reconexiones de agua y drenaje.

. Limitación del servicio

. Y desazolve permanente de la red de drenaje.

En esta tercera etapa, SAASA, sigue operando evidentemente el sistema comercial, pero ya con la implantación del servicio medido, y CAPA contrata su administración propia y la contratación y supervisión de proyectos y obras. Hasta la fecha los contratos en las diferentes etapas se han realizado bajo el esquema de contratos de servicios, con montos y alcances previamente establecidos.

Se espera que a partir de 1992 cuando SAASA maneje ya todo el servicio, se termine la micromedición y se den otras condiciones de carácter legal, se modificará el tipo de contrato, cubriendo SAASA sus honorarios de lo que recaude, y reintegrando a CAPA sus costos de administración, pago de pasivos y créditos.

ACCIONES DE CONTROL DE PERDIDAS Y DE USO EFICIENTE DEL AGUA

Seguramente, dentro de las etapas de implantación mencionadas, habrán oído ustedes algunos conceptos que son parte fundamental de un programa de control de pérdidas y uso eficiente del agua; efectivamente, durante la etapa de implantación y hasta la fecha se han desarrollado las siguientes actividades:

a) Dentro del fortalecimiento interno del organismo operador:

Desde luego la descentralización del organismo operador y su autonomía total, a partir de enero de 1991.

La elaboración de un padrón de usuarios nuevo que permite clasificar y conocer todos los datos necesarios de ellos.

Se desarrolló e implantó un modelo de sistema comercial propio del organismo, que toma en cuenta todos los componentes que deben configurar un proceso de medición, facturación, recaudación, comercialización y atención a usuarios.

Se adquirió un equipo de cómputo adecuado para atender los requerimientos propios del sistema comercial, y otros requerimientos de las áreas técnica y administrativa.

Se ha llevado a cabo un programa intensivo de capacitación tanto a instructores, como a técnicos, administrativos, empleados y obreros.

Actualmente se cuenta con procedimientos de control financiero, administrativo y contable.

Dentro de las acciones de impacto a corto plazo:

Se realizó el catastro de la red e instalaciones, con lo que el organismo operador cuenta con planos actualizados para operar eficientemente el sistema.

Se ha llevado a cabo por la CNA la macromedición de fuentes de abastecimiento, alcanzando a la fecha el 95% de medidores instalados en pozos.

Se han desarrollado por la misma CNA, estudios de pitometría en pozos, con el objeto de reusar el comportamiento de los medidores instalados, y conocer en forma precisa el caudal real producido.

Se han instalado por el organismo operador 56 estaciones de medición de presión, lo que ha permitido llevar a cabo las siguientes acciones

- Calibrar la red de distribución con presiones adecuadas en cada zona de influencia para condiciones normales de operación.

- Efectuar movimientos de válvulas, dentro de las políticas de operación establecidas, para cubrir deficiencias eventuales en algunas zonas, provocadas por paro de pozos, por fugas o por otra situación.

- Calibrar el modelo matemático de cálculo de redes de distribución, pero utilizando ahora los datos generados por el prototipo.

La situación anterior de calibración de la red si bien ha permitido incrementar las presiones en aquellas zonas que tradicionalmente eran deficitarias, también ha ocasionado que aparezcan demasiadas fugas, sobre todo en las tomas domiciliarias.

Se ha llevado a cabo en paralelo con las acciones anteriores, un programa permanente de detección y control de fugas no visibles, con equipos adecuados y con personal capacitado.

Dentro del programa de micromadición, se han instalado ya 30,000 medidores domiciliarios y se han reparado del orden de 11,000; se espera terminar este programa en el presente año, con un total de 98,000 usuarios para efectuar a partir de enero de 1992, la facturación con el 100% del servicio medido.

Lo anterior permitirá, desde luego, conocer el porcentaje del volumen que se pierde, respecto al volumen que se produce.

Por otra parte, se han realizado las interconexiones y el reforzamiento de la red, con el objeto de integrar a todas las colonias y fraccionamientos que antes estaban aislados, en un solo sistema de distribución, y poder así tener un servicio con mayor continuidad y más confiable.

También se han rehabilitado el 40% de los pozos profundos dentro de las acciones de impacto a corto plazo.

Se ha implantado un modelo para conocer el consumo de energía en las instalaciones, asociado al volumen producido con el objeto de lograr un uso eficiente de la energía.

Dentro de las acciones que deben de llevarse a cabo para que un programa de control de pérdidas y uso eficiente del agua sea integral, y que hasta la fecha no se han dado o no se han llevado a cabo, están las siguientes:

Esquemas tarifarios adecuados que sean aprobados por el Consejo Directivo del Organismo Operador, y que ya no sean enviados al congreso local, como ocurre actualmente.

El apoyo legal de las autoridades para limitar o cortar el servicio a los usuarios morosos, con el objeto de abatir el rezago e incrementar la eficiencia comercial.

Campañas de comunicación social adecuadas y oportunas, las cuales por diversos motivos no se han dado en forma eficiente.

Implantar un programa específico de reparación de fugas, las cuales se presentan en un número muy importante, debido a la antigüedad de las tuberías en la zona centro, a la mala calidad de materiales en las tomas domiciliarias y a la construcción de la red, fuera de especificaciones en varias colonias

Desde luego este programa deberá incluir la sustitución de tramos de la red y de las tomas domiciliarias.

Tener un lote adecuado de refacciones, sobre todo en equipos electromecánicos, ya que la falta de este, provoca tener que recurrir a equipos que no cumplen con las características de los pozos o con las relaciones, transformador, motor-bomba y arranador, lo que se traduce en un mayor consumo de energía y una baja eficiencia de los equipos

Es evidente que la necesidad de dar el servicio nos lleva a situaciones de este tipo.

Garantizar la continuidad de los responsables de los organismos operadores y requiriéndose que sean gentes capacitadas y remuneradas adecuadamente.

COMERCIALES

	1989	1990	1991
NO. USUARIOS REGISTRADOS	74,000	87,000	95,000
EQUIPO DE COMPUTO	-	AS-400 1,000 M.B.	AS-400 1,000 M.B.
SISTEMA COMERCIAL		MUNICIPIO DESARROLLADO	DESARROLLADO
OFICINAS AREA COMERCIAL	-	INST. PROPIAS	INST. PROPIAS
TARIFA MEDIA \$/M3	250	520	790
UNIDAD MOVIL DE CONTRATACION	-	1	1
MOTOCICLETAS	-	11	11
SERVICIO MEDIDO	-	-	SE INICIO
EFICIENCIA COMERCIAL %	60	80	85

ADMINISTRATIVOS

	1989		1990		1991	
	CAPA	SAASA	CAPA	SAASA	CAPA	SAASA
- PERSONAL						
ADMINISTRATIVO	20	-	15	29	20	32
TECNICO	330	-	85	265	70	270
COMERCIAL	-	-	-	135	-	108
	350	-	80	429	90	410
- VEHICULOS Y MAQUINARIA						
DESARROLVE ALTA PRESION	-	-	1	-	1	-
VEHICULOS DIV.	16	-	34	-	34	-
MAQUINARIA	1	-	4	-	4	-
MALACATES	-	-	2	-	2	-
MOTOCICLETAS	-	-	11	-	11	-
	17	-	52	-	52	-
- EQUIPO DIVERSO						
DETECCION DE FUGAS	-	-	2	-	2	-
RADIO COMUNICACION	-	-	3 FIJOS	-	3 FIJOS	-
			12 MOVILES	-	12 MOVILES	-
- TALLER MECANICO	-	-	1	-	1	-
- ALMACEN	-	-	1	-	1	-
- LOTE DE REFACCIONES	-	-	LOTE ADECUA DO	-	LOTE ADECUA DO	-

EVOLUCION DE RECURSOS
 SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 CD. DE AGUASCALIENTES, AGS.

<u>FISICOS</u>	<u>1989</u>	<u>1990</u>	<u>1991</u>
GASTO PRODUCIDO M3/S	1.7 Estimado	2.6 Estimado	2.2 Medido
EFICIENCIA DE OPERACION EN POZOS %	-	87	95
No. DE POZOS	80	96	105
TANQUES DE REGULACION	1	2	3
BOOMBOMBOS	-	1	1
MACROMEDICION DE CAUDAL EN POZOS (No. MEDIDORES)	-	65	95
MACROMEDICION DE PRESIONES EN RED (No. EST. DE MEDICION)	-	32	56
No. FUGAS/MES	-	800	850
DESAZOLVE RED DE DRENAJE (KM)	-	450	520
TALLER DE MEDIDORES	-	1	1
PRESION MAXIMA RED	-	3.0	2.0
PRESION MINIMA RED	-	0.0	0.2

EFFICIENT WATER USE--A KEY FACTOR IN RATE STRUCTURE DESIGN OF A WASTEWATER MANAGEMENT SYSTEM

Poon C.P.C. Kumekawa G. Suzawa G. University of Rhode Island Kingston, Rhode Island USA 02881

ABSTRACT

A rate structure was designed for a sewer commission of a mid-size city with two objectives: (1) establishing an equitable user's charge, and (2) encouraging efficient water use. The traditional use of a decreasing block rate charging a smaller unit rate to large volume consumers was abandoned in favor of a uniform rate structure reflecting the wastewater quantity and quality. The new rate structure was partially responsible for a significant saving of water consumption in the last few years.

Considering the lack of sewage meters and the difficulty in quality monitoring for a large number of users, the new rate structure classified users into residential, commercial, and industrial categories. The costs of collection, treatment of flow /BOD/suspended solids, and administration, were divided among the user categories according to their respective contributions (flow and pollutants). The user's charge was determined using the water consumption rate multiplied by the sewer charge rate of the user's particular category. The revenue from all collectable accounts was then made equal to the annual cost. The rate design greatly simplified the billing procedure and reduced the efforts of wastewater quantity and quality monitoring.

INTRODUCTION

The Fields Point Sewage Treatment is the largest treatment plant in the State of Rhode Island serving several cities with an average daily flow of approximately 54 mgd. It discharges into Narragansett Bay which is a vital natural resource for recreation and shellfish harvesting in the State. In 1980, the voters of Rhode Island endorsed an \$87.7 million bond issued to upgrade and rehabilitate the Fields Point Treatment Plant and sewer system. The federal government provided 75 percent of the total project cost. The State General Assembly established the Narragansett Bay Commission (NBC), a fiscally-autonomous public corporation, and required NBC to develop and implement a retail sewer user fee system by July 1985. The mandates of the sewer user fee system were:

Self sustain system, or a complete recovery of operational and maintenance costs
Users charged according to the amount of sewage they discharge into the system
Use a quantitative-qualitative model

The Narragansett Bay Commission is required to file a tariff periodically to the State Utility Commission, submitting application documents for rate structure and rate schedule in order to assure that these mandates are to be carried out properly. Before the new users fee system was designed and implemented, the city of Providence who owned the sewer and treatment facility wholesaled its services, charging each community \$55/household unit and \$0.95/HCF for commercial and industrial users. The larger consumers enjoyed a lower unit cost. It was realized from its inception that a more equitable fee system would cost the larger consumers much more, in direct proportion to the quantity and quality of their sewage (IPAP, 1985). Increasing cost would have a significant impact on the users thereby encouraging a much more efficient use of water and leading to water conservation.

RATE DETERMINATION PRINCIPLES AND PROCEDURE

The rate structure proposed was based upon three general principles: 1. rates based on quantity and quality of users' wastewater. 2. equity requiring minimization of intra-class and inter-class subsidization, and 3. feasibility in terms of implementation. The general procedures used to establish the rate structure based on the aforementioned principles were as follows:

Determine the revenue requirement for the period on which the rates were based

Determine the proportion of total costs used to treat wastewater flow (quantity) versus BOD and TSS (quality)

Define the wastewater flow and strength from each user class in the service area

Subdivide the user classes into groups with similar wastewater characteristics

Allocate costs to the user groups based on their contribution of flow, BOD, and TSS to the system

Calculate unit rates from each user class by dividing the costs allocated to the user class by the total flow from that class.

Several assumptions underlaid the projection of project costs. They included assumptions regarding:

Inflation rates
Costs of special services

Replacement reserve
Uncollectables rates

Sludge removal costs

DATA COLLECTION AND ANALYSIS

First the treatment plant flow records of dry weather flow and wet weather flow as well as the BOD/TSS concentrations were analyzed. Data analysis yielded information on dry weather flow rate, BOD and TSS mass input rates, as well as the Inflow/Infiltration (I/I) flow rate and its BOD/TSS mass input rates. The next step was to estimate the residential class flow rate and BOD/TSS mass input rates by analyzing the water bills of the service area. Any apartment house with six or less units was classified as residential while those with six or more units each were classified as commercial. By assuming 85 percent of the metered water consumption converted into residential sewage flow and BOD/TSS concentrations of 250/250 mg/l, the residential flow and BOD/TSS mass input rates were calculated.

Records of past industrial wastewater surveys were then examined. The information was supplemented by the data being collected for the establishment and implementation of an industrial wastewater pretreatment program. The industrial flow and BOD/TSS mass input rates were then estimated.

There was no record or any data on flow and BOD/TSS concentrations in the commercial class in the service area. A method of deduction was followed for estimating the commercial class wastewater flow and BOD/TSS. Using the dry weather flow data, the commercial flow was derived by subtracting the residential and industrial flows from the treatment plant influent flow. Similarly, the commercial BOD/TSS mass input rates were derived by subtracting the residential and industrial BOD/TSS mass input rates from the treatment plant inflow BOD/TSS.

COST ALLOCATIONS

The cost of pro forma year 1986 was used in this study. The annual cost was \$10.9 million dollars. There were three cost allocation dimensions:

Fixed cost (administrative, debt service, replacement reserve, special service, etc.) 3.9 million versus operation cost 7.0 million. Functional cost, divided into flow, BOD, TSS and pretreatment program categories, totalling 7.0 million.

Class of users, including residential, commercial, and industrial, totalling 7.0 million.

The first step of dividing the functional cost was to determine what percentage of each treatment unit was designed to handle flow, BOD, and TSS. The whole treatment work including pumping station, screens, to chlorination tank and sewage meter was considered. The functional costs of BOD treatment for all treatment units were summed up. Similarly, the functional costs of TSS treatment as well as the costs of flow handling were obtained.

Since the amounts of BOD, TSS, and flow for each of the residential, commercial, and industrial class had been previously determined, the cost for each user class could be easily determined. Table 1 indicates the allocation of operational cost to the user classes. Although intra-class subsidization could result as BOD and TSS concentrations of the wastewater of users in the same class could be different, each class was not subdivided for different user rates because excessive sampling and analytical efforts would be required for program implementation.

Table 1
Allocation of Operational and Maintenance Costs
to User Classes

	Flow \$/day	BOD \$/day	TSS \$/day	Total \$/day
Residential	3,643 (41%)	1,484 (30%)	1,879 (35%)	7,006 (39%)
Commercial	2,121 (24%)	1,819 (40%)	2,521 (47%)	6,561 (36%)
Industrial	3,045 (36%)	477 (12%)	973 (18%)	4,495 (25%)
Total	8,809 (40%)	3,880 (21%)	5,373 (30%)	18,062 (100%)

In terms of annual O&M cost, residential class was allocated \$2.5 million, commercial \$2.4 million, and industrial \$2.1 million which included the pretreatment program for a total of \$7.0 million.

On fixed cost allocation, three governing principles applied: (1) fixed costs should be proportionately allocated by operational costs of user class, (2) fixed cost allocation should reflect scale or size of user units, and (3) fixed cost recovery should occur on fixed basis. It was proposed to use meter size to represent the user unit size except the residential class. The residential class was most homogeneous in the quantity and quality of discharge. Therefore the recovery of the fixed cost based on its share of O&M cost was relatively constant and acceptable. For commercial and industrial classes, meter size and number of meters generally reflected actual usage and provided for stable recovery of fixed costs. The allocated costs to the three classes, as a result, were \$1.41 million, \$1.32 million, and \$1.20 million respectively for residential, commercial, and industrial. Adding together the fixed cost and O&M costs for each class, the following equation was used to calculate the rate of user's charge:

$$S/hcf = [S/gal + (BOD \text{ lbs/gal} * \$/\text{lb BOD}) + (TSS \text{ lbs/gal} * \$/\text{lb TSS})] * 750 \text{ gal/hcf}$$

The calculated rates were \$0.46, \$0.73, \$0.35 per hcf of water consumption respectively for residential, commercial, and industrial assuming 85% conversion of water consumption to wastewater in all classes.

IMPACT OF RATE STRUCTURE ON EFFICIENT WATER USE

The design of the sewage rate structure based on a quantitative and qualitative model had significant impact on the water consumption rate in the NBC service area. There was a moderate population increase and a major economic growth in the State of Rhode Island in 1980's. Population growth reached 5 to 6 percent and employment increased by 9 to 10 percent mostly in the commercial sector. Price interdiction influences, including the imposition of sewer user's fees based on the new rate structure, the requirements of industrial wastewater pretreatment program, and a higher user's fee on water, all had a great impact on water consumers.

The price interdiction had a small impact on the residential users since both the water bill and the sewer bill were relatively small. Methods of significant savings of residential water consumption were not available. Consequently the estimated residential wastewater flow in fiscal year 1989 dropped to 12.05 mgd from 13.0 mgd in 1985, only a 7.3 percent decrease. However the drop was significant considering the fact that the population increase in that period of time was between 5 to 6 percent. There was a great impact on the industrial consumers in the same period of time. The estimated industrial wastewater flow dropped from 8.10 mgd to 3.50 mgd or 56.7 percent. The jewelry industry updated the pollution control equipments, employed more water saving methods and devices for processing, applied more chemical recycling/Re-use practices. Many industrial users recycled their cooling water. These different measures contributed to the significant conservation of water. There was very little water saving in the commercial sector. The significant growth in the commercial sector contributed approximately 9.20 mgd of wastewater flow. However the wastewater flow of the non-residential category, i.e., industrial and commercial combined, still experienced a drop from 13.80 mgd to 12.70 mgd despite the significant economic growth and population increase in the state.

While the goal of a rate-induced water conservation had been partially achieved, an educational program was deemed necessary to inform the public, particularly the residential category, to realize the impact of the sewer rate design on the user's charge. Through technical substitution and market adjustments to the higher sewer user fees, the industrial section seemed to be coping well. The result was that the burden of cost shifted more to the residential users. An educational program on water conservation is being designed to inform the public hoping that more efficient use of water leading to more water conservation can be realized.

REFERENCES

IPAP

(Intergovernmental Policy Analysis Program), (1985), Rate Design Analysis: Projections and Allocation of Costs, Fee System Design and Economic Impact, University of Rhode Island, Kingston, Rhode Island, USA 02881

TARIFAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO EN MEXICO. PRECIO MEDIO Y PAGO MEDIO 1990.

Jorge Carlos Saavedra Shimidzu, Mario Gerardo Macay Lim, Comisión Nacional del Agua, Cerrada de Sanchez Azcona 1723-100. piso Col. del Valle, Mexico, D.F. CP 03100

RESUMEN

El uso eficiente del agua se dará en la medida en que el precio del agua refleje el costo total de suministrar el servicio.

En 1990 las tarifas se incrementaron 145% con respecto a 1989, el precio medio calculado a través de las tarifas fue de 750 \$/m³ mientras que el costo medio fue estimado en 650 \$/m³. Aparentemente, al menos a nivel nacional el precio medio establecido en los decretos era adecuado. Sin embargo, a partir de información disponible, descontando los derechos de conexión y otros ingresos del organismo no provenientes de las tarifas, el pago de los usuarios fue de 311 \$/m³. Lo anterior señala una grave deficiencia en el proceso de cobro por los servicios.

En 1991 el incremento promedio fue del 39%. La recaudación será de 2.6 billones de pesos si se conserva la eficiencia de cobro actual del 41%; si se elevara a 50% se recaudarían 3.2 billones de pesos.

En este trabajo se identifican un problema grave de eficiencia de cobro y las tareas a emprender para eficientar el proceso comercial y racionalizar los incrementos y las estructuras tarifarias.

1. Introducción.

Quizás el instrumento más efectivo para promover el uso eficiente del agua es el precio que debe de pagar el usuario por su utilización. En la fijación de este precio se deben considerar múltiples variables como el costo de proporcionar los servicios, la disponibilidad de recursos, la composición de los usuarios del agua y sus diferentes consumos, las políticas de expansión de los servicios y las de su conservación, tanto en calidad como en cantidad.

2. Objetivo.

En este trabajo en primer término se analizan las tarifas por los servicios de agua potable y alcantarillado en México, los criterios con incrementan, sus estructuras y diferencias de precio. En segundo lugar se comparan los precios medios establecidos en las tarifas contra los pagos medios, definidos éstos como la recaudación proveniente del pago de los usuarios dividida entre el volumen suministrado. Por último, se estiman los ingresos potenciales y se sugieren medidas de aplicación inmediata para incrementar los ingresos de las empresas, no únicamente actualizando sus tarifas, sino también mejorando su eficiencia.

3. Información utilizada.

Para la determinación de los precios medios establecidos por las tarifas, se recurrió a los documentos oficiales que las establecen para 68 ciudades de las 31 entidades federativas, y el Distrito Federal. La población que se ubica en estas ciudades representa el 86% de la población urbana del país y el 61% de la población total para el año 1990.

Para la estimación de los pagos medios se utilizó la información sobre la recaudación en 1990, distinguiéndose la proveniente del cobro de tarifas, de las otras fuentes de ingreso de los organismos, como derechos por conexión, o por ampliación, multas y recargos, así como los datos del volumen suministrado, ambos, reportados por los propios organismos operadores (Referencia 1).

4. ¿Cuánto se paga en México por los servicios de agua potable y alcantarillado?

En el 66% de los casos los Congresos estatales aprueban las tarifas de los organismos operadores, en algunos casos éstas se aplican a un conjunto de municipios y en otros casos son aplicables a todos los organismos de una entidad federativa. Para estimar el precio medio por metro cúbico consumido se calcularon las facturas correspondientes a diferentes consumos, incluyendo el cargo por alcantarillado, a partir de las tarifas vigentes en el mes de enero de 1990.

Aplicando la distribución porcentual de los volúmenes facturados en los diversos rangos de consumo mensual se estimó el precio para los usuarios domésticos, comerciales e industriales, para lo cual se dispuso de los histogramas de consumo de diversas ciudades, con diferentes actividades económicas. El precio medio total de la muestra se obtuvo ponderando por la población de cada ciudad.

4.1 Uso doméstico.

Para un consumo mensual de 20 m³ el precio medio nacional en 1990 fue de 475 \$/m³; para 30 m³, de 515 \$/m³; para 40 m³, de 584 \$/m³; para 60 m³, de 689 \$/m³ y para 80 m³ al mes es de 833 \$/m³. Si suponemos que 30 m³ al mes es el consumo "adecuado" para una familia de 5 miembros, lo que implica una dotación de 200 litros por habitante y por día, la factura mensual media nacional en enero de 1990 sería de 15,450 pesos, equivalente a un día y medio del salario mínimo vigente, que en términos generales se considera un pago adecuado.

4.2 Uso comercial.

Para un comercio que consume 60 m³ al mes, el precio unitario es de 1,191 \$/m³; para 100 m³ es de 1,443 \$/m³; para 200 m³ es de 1,602 \$/m³; y para 300 m³ al mes es de 1,694 \$/m³. El precio medio obtenido según los histogramas de consumo comercial adoptados es de 1,385 \$/m³.

El precio unitario para el usuario industrial que consume 100 m³ al mes es de 1,442 \$/m³; para 300 m³ es de 1,697 \$/m³; y para 500 m³ es de 1,728 \$/m³. El precio medio ponderado con las distribuciones adoptadas para el sector industrial es de 1,610 \$/m³. Ver Cuadro 1, donde se resumen los precios antes citados.

CUADRO 1.- PRECIOS MEDIOS VIGENTES EN ENERO DE 1990
PROMEDIO NACIONAL
(en pesos por metro cúbico)

CONSUMO (m ³ /mes)	USO DOMESTICO	USO COMERCIAL	USO INDUSTRIAL
20	475		
30	515	1035	
40	584	1073	
60	689	1191	1211
80	833	1394	1400
100	878	1443	1442
150		1573	1584
200		1602	1611
300		1694	1697
400			1719
500			1728
Media	577	1385	1610

5. ¿Cómo se cobran los servicios?

De 69 pliegos tarifarios, 67 establecen tarifas por servicio medido y en 51 de ellos se establece una cuota mínima, en 11 se establece una cuota fija y sólo en 2 ciudades, Campeche y Puebla, no se tiene cuota por servicio medido.

Al respecto, hay que destacar que aún cuando casi todas las ciudades tienen cuotas por servicio medido, se contrasta con los bajos niveles de medición existentes. En una encuesta realizada durante el mes de mayo de 1987 en 450 localidades del país, se reportaron niveles de medición domiciliar de únicamente del 30%. Ante esto, surge el cuestionamiento de cómo cobrar Por metro cúbico utilizado cuando no hay medición suficiente.

Esto último se responde parcialmente cuando se observa que en casi la mitad de los pliegos que fijan tarifas por consumo medio, también se establecen tarifas por cuota fija; en la mitad restante, los organismos operadores establecen reglas con las cuales se estiman los volúmenes consumidos, a partir de, por ejemplo, zonas catastrales, nivel socioeconómico y número de habitantes estimados por toma, entre otros. Con base en estas estimaciones, se aplican las tarifas aprobadas.

6. ¿Cuánto se han incrementado las tarifas?

Al analizar los precios medios para cada ciudad, se observa que el incremento para uso doméstico fue del 140%, para uso comercial del 156% y para uso industrial del 145%. Separando las grandes urbes de la muestra se observa que para éstas el incremento para uso doméstico fue del 253%, en cambio para el resto de las ciudades el incremento fue del 43%. Para uso comercial, en las grandes ciudades el incremento fue del 236% y en el resto de la muestra del 51%. Los incrementos para uso industrial en las grandes urbes fue del 232% y en el resto del 57%. Ver cuadro 2.

**CUADRO 2.- INCREMENTOS TARIFARIOS POR TIPO DE USO
DE ENERO 1989 A ENERO 1990.**

(Precios medios en \$/m³; incremento en por ciento)

Tipo de ciudad	Precio medio 1989			Precio medio 1990			Incremento 1989-1990		
	Dom.	Com.	Ind.	Dom.	Com.	Ind.	Dom.	Com.	Ind.
Grandes urbes	208	477	568	735	1602	1886	253	236	232
Resto del país	275	751	775	393	1136	1220	43	51	57
Nacional	240	542	657	577	1385	1610	140	156	145

¿Cuánto pagaron los usuarios del agua en 1990?

A partir de la información contenida en la citada referencia 1, que concentra los datos reportados por 287 organismos, relativos a 108 avances obtenidos al finalizar el año de 1990, sobre tomas instaladas, recaudación y caudal abastecido, entre otras, se pudo determinar el pago medio por toma y por metro cúbico abastecido. Los resultados señalan que el pago medio, esto es, lo recaudado por los organismos por el cobro de tarifas en 1990 fue de 1.839 billones de pesos, o sea 311 pesos por metro cúbico ó 17,647 pesos mensuales por toma instalada.

Lo anterior señala que teniendo tarifas establecidas que fijan un precio medio de 750 \$/m³, sólo se paga el 41%, o sea 311 \$/m³; esta sería la eficiencia (o ineficiencia) de cobro promedio de los organismos operadores. Dicho de otra manera, las pérdidas totales (físicas más comerciales) son del 59%.

Esta baja eficiencia de recaudación promedio, medida como la relación entre pago medio y precio medio resulta preocupante cuando se analiza su distribución porcentual en 62 organismos operadores. De ellos, 57% tienen eficiencias por abajo del 40% y sólo 27% están por arriba del 60% de eficiencia. Ver. cuadro 3.

Resalta el hecho de que 5 organismos tienen eficiencia de cobro por arriba del 100%. Al analizar estos últimos casos, su situación se explica en dos sentidos:

- Por una parte, dos organismos tienen tarifas sumamente bajas, por lo que se realizan convenios con las nuevas tomas comerciales e industriales para cubrir un pago mayor al establecido en las tarifas aceptándolo así el usuario. De ahí, que los ingresos están por encima de los que se tendrían sólo con la aplicación de las tarifas.

- Los otros tres organismos tienen tarifas aceptables, sin embargo, sus relaciones contables y el sistema comercial de facturación y cobro no permitieron hacer un análisis detallado de sus ingresos. Al no disponer de un juicio objetivo que avale o descarte su información, se decidió incluirla en los datos del estudio.

**CUADRO 3.- EFICIENCIA DE COBRO (PAGO MEDIO/PRECIO MEDIO)
(en por ciento)**

Eficiencia (%)	Número de organismos	Frecuencia (%)
de 0 a 20	8	13
de 21 a 40	27	44
de 41 a 60	10	16
de 61 a 80	8	13
de 81 a 100	4	6
más de 100	5	8
T o t a l	62	100

%. Estimación de la recaudación para 1990 y 1991.

A partir del análisis de las siguientes variables,

- volumen suministrado a las ciudades, - por ciento del volumen facturado en uso doméstico, comercial e industrial, - eficiencia global de los sistemas, y - precio medio por uso, se estimaron los ingresos para 1990 de 2.0 billones de pesos, 134% más que en 1989. De ellos 1.3 billones corresponden a la recaudación en grandes ciudades, y 0.7 billones en el resto de las ciudades.

Esta estimación probó ser acertada, cuando en los primeros meses de 1991, 287 organismos operadores reportaron una recaudación de 1.839 billones. Estos organismos abastecen 186 m³/s. aproximadamente el 95% del caudal total abastecido a ciudades; y sirven al 70% de la población urbana del país. Con un procedimiento similar se estima a continuación la recaudación para el año de 1991.

El incremento tarifario promedio de enero de 1990 a enero de 1991 fue del 39%. Las tarifas domésticas se incrementaron en 35%; las comerciales en 41%; y las industriales en 58%. Ver cuadro 4.

**CUADRO 4.- INCREMENTOS TARIFARIOS POR TIPOS DE USO
DE ENERO DE 1990 A ENERO DE 1991.
(Precios medios en \$/m³; incremento en por ciento)**

Tipo de ciudad	Precio medio 1990			Precio medio 1991			Incremento 1990-1991		
	Dom.	Com.	Ind.	Dom.	Com.	Ind.	Dom.	Com.	Ind.
Grandes urbes	735	1602	1886	968	2305	2893	31	44	53
Resto del país	393	1136	1220	621	1593	2217	58	40	82
Nacional	577	1385	1610	780	1950	2551	35	41	58

Con estos resultados y aceptando un incremento del 5% en el volumen suministrado, bajo el supuesto de una eficiencia en cobro del 41%, para 1991 ingresarán del orden de 2.6 billones de pesos a nivel nacional. Si la eficiencia subiera a 50%, la recaudación potencial será de 3.2 billones de pesos.

Conclusiones.

No se puede aseverar que el precio medio cobrado por un servicio es adecuado si no se compara con el costo medio correspondiente. De acuerdo a las cifras obtenidas el precio medio a nivel nacional es del orden de 750 \$/m³ en enero de 1990. Las estimaciones del costo medio de algunos organismos operadores que lleven prácticas contables adecuadas, incluyendo la depreciación, arrojan un valor de 650 \$/m³ para 1990, lo que produciría una relación precio-costo de 1.15, e indicar a un rendimiento apenas aceptable que se podría destinar a la ampliación de 108 sistemas. Bajo estos supuestos, se puede decir que el nivel tarifario en México, en promedio, es adecuado.

Una familia que consume 30 m³ al mes, con una dotación de 200 litros diarios por habitante dedicaría 1.5 días de salario mínimo para cubrir su facturación. Algunas cifras que se manejan a nivel internacional señalan como adecuado este monto. Además, se observó que la estructura de precios es creciente con el consumo en todos 108 casos, lo que también se recomienda para favorecer el ahorro del agua y que pague más quien más consume.

El problema entonces, no es ni el nivel de precios, ni la estructura de las tarifas. Es la ineficiencia global que se manifiesta al cobrar únicamente el 41% del agua que se abastece a las ciudades. Cualquier incremento tarifario perderá efectividad si no va acompañado de acciones concretas para:

- Incrementar la medición en las fuentes de abastecimiento; - Mejorar notablemente el padrón de usuarios;
- Incrementar en forma sustancial la medición domiciliaria, instalando medidores y reparando 108 existentes;
- Mejorar 108 procesos de lectura, facturación y cobro;
- Mejorar la imagen del organismo operador mediante un sistema de atención al público más eficiente, e
- Implantar un programa permanente de detección y control de fugas incluyendo las intradomiciliarias.

La ineficiencia global de las empresas debe ser reconocida y, hasta donde sea posible, dimensionada y caracterizada, ya que las acciones de un programa de mejoramiento de los Ingresos del organismo podrán evaluarse en función del mejoramiento específico de cada subsistema. Estos compromisos deben quedar claros a los Consejos Directivos y a los usuarios, quienes aceptarán incrementos tarifarios en la medida que se comprueben 108 resultados en el servicio suministrado.

Si se acepta un costo medio de operación y mantenimiento de 500 \$/m³, y una inversión anual de 2.8 billones de pesos, 108 recursos anuales requeridos alcanzarían un valor de cerca de 5.5 billones de pesos. Para alcanzar a cubrir esta inversión sólo con tarifas (y sin considerar la revaluación de activos), se requeriría un precio medio de 2,096 \$/m³, 180% superior al de 1990, de conservarse la baja eficiencia actual. Este precio se podría lograr cobrando 7,639 \$/usuario servido al mes ó 38,194\$/toma instalada. O sea, incrementar en 600% y 400% estos índices con relación a los obtenidos en 1989.

Esto da una dimensión del esfuerzo por realizar para mejorar la eficiencia global de los organismos operados potable y alcantarillado.

REFERENCIAS

1. Comisión Nacional del Agua, "Metas Nacionales 1990 del Subsector Agua potable y alcantarillado", abril de 1991.

SITUACION TARIFARIA EN EL ESTADO DE MEXICO

Ing. Jorge Ayanegui Suárez, Director General de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento. Félix Guzmán # 10, Col. Del Parque, Naucalpan, Estado de México.

RESUMEN

Los costos de los servicios de agua potable y alcantarillado en el Estado de México, son recuperados aplicando las tarifas establecidas en las leyes de Hacienda Estatal y Municipal, las cuales difieren respecto al costo real del agua, presentándose subsidios muy altos, principalmente a nivel municipal.

Las acciones tendientes a solucionar lo anterior, es la creación de Organismos Operadores en los Municipios que carecen de ellos y fortalecer los existentes, que aunado a incrementos adecuados en las tarifas, propicie la eliminación de dichos subsidios.

Algunas políticas implementadas por el Gobierno del Estado, contemplan diversos estudios, proyectos y obras, que contribuyan a lograr el objetivo antes expuesto; como son el Fortalecimiento de Organismos Operadores, La Instalación de Medidores y la Implantación del Sistema de Lectura, Facturación y Recaudación, así como la Ampliación y Rehabilitación de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, los cuales son realizados a través del Programa Nacional de Solidaridad.

INTRODUCCION

Los factores más importantes que insiden directamente en el nivel de los servicios de agua potable y alcantarillado, se refieren a la operación, mantenimiento, administración, rehabilitación y ampliación de los sistemas, ya sea Federales, Estatales o Municipales.

Dichas actividades son de vital importancia para el adecuado funcionamiento de las redes primarias y secundarias de abastecimiento de agua potable y desalojo de las aguas negras.

Su ejecución representa grandes erogaciones que deben cubrirse a través de tarifas, que en el Estado de México son establecidas por la Ley de Hacienda del Estado y la Ley de Hacienda Municipal.

En terminos generales no se logra lo anterior, en virtud de que se presentan elevados subsidios, que son absorbidos por los tres niveles de Gobierno.

Con el fin de tener un marco de referencia, es conveniente mencionar que Organismos financieros internacionales consideran a un sistema de agua potable autosuficiente, cuando la recuperación que se realiza por tarifas, cubre los costos mencionados, además de la amortización por concepto de la inversión realizada en la etapa de construcción. Lo anterior supone niveles razonables de eficiencia en la recuperación del servicio.

SITUACION ACTUAL

La Comisión Nacional del Agua, a través de la Gerencia de Aguas del Valle de México, entrega agua en bloque al Estado de México, mediante su descentralizada, denominada Comisión Estatal de Agua y Saneamiento. Cabe mencionar que el caudal entregado por la federación equivale a una tercera parte de la oferta total con que cuenta actualmente nuestro Estado.

La Ley Federal de Derechos establece, en el presente año, una tarifa de 493.03 pesos por metro cúbico del Sistema Cutzamala y 257.78 de otras fuentes.

El Gobierno del Estado de México a través de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento, entrega agua en bloque a casi el 50% de los H. Ayuntamientos del Estado, aplicando las tarifas vigentes cuyos costos van de 80 a 386 pesos por metro cúbico, facturando a un precio promedio del orden de 328 pesos por metro cúbico. Con el ingreso que esta facturación produce, deben cubrirse los costos de extracción de volúmenes estatales y la operación de los volúmenes federales y estatales; incluyendo el mantenimiento de la infraestructura existente.

Considerando que el Estado recibirá del orden de 290 millones de metros cúbicos de agua en bloque durante 1991, a la tarifa federal ponderada de 316.20 pesos por metro cúbico, representará una erogación de más de 180 mil millones de pesos, que incluye el pago por derechos de extracción de caudales estatales.

De acuerdo a estos datos, el costo medio del agua que se entregará a los municipios será del orden de 305 pesos por metro cúbico, este costo es superior a la recuperación media actual que asciende a 280 pesos por metro cúbico.

Lo anterior significa que el costo medio del agua que se entregará a los usuarios a nivel domiciliario, industria y comercio, ascenderá a 579.50 pesos por metro cúbico.

Suponiendo que se tenga una eficiencia deseable en facturación y cobranza del 50%, la cual es superior a la estimada actualmente; la recuperación promedio en este momento es de 256 pesos por metro cúbico, lo que representa un subsidio a nivel municipal del 56%.

Haciendo un planteamiento similar al anterior, será necesario para 1992 un incremento a las tarifas municipales, del orden del 126% más los efectos de inflación.

PROPUESTA DE ACCIONES

Para cubrir a la Comisión Nacional del agua los derechos por suministro y extracción de agua potable, es necesario aplicar rigurosamente las tarifas establecidas en la Ley de Hacienda Estatal. Estas tarifas contemplan los costos reales para prestar el servicio, los cuales se estiman para 1991, en 316.20 pesos por metro cúbico en el suministro de agua en bloque.

Se ha solicitado a la Comisión Nacional del Agua que recicle, via inversión, parte de los derechos que sean cubiertos por el concepto de pago de derechos de agua; para tal efecto consideramos que es importante la firma de un acuerdo de concertación en el que la Comisión Nacional adquiera este compromiso y el Estado cubra las cuotas establecidas.

En el caso de subsidios municipales, se viene observando que estos producen un fuerte deterioro en sus finanzas, problema que merece una corrección inmediata por su repercusión, ya que tiene consecuencias graves en la programación de las obras de rehabilitación y ampliación, y en la prestación de los servicios municipales de agua potable y alcantarillado.

Considerando las bajas eficiencias que se presentan actualmente, debe ser prioritario el establecimiento de programas que permitan elevar los niveles de cobertura y recuperación de los servicios.

De acuerdo a la experiencia que se tiene, elevar las bajas eficiencias administrativas no representa gran esfuerzo y en cambio se obtienen considerables beneficios. En este renglón la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento tiene instrucciones del ejecutivo estatal para auxiliar a los Municipios que lo soliciten, aprovechando el conocimiento que se tiene a nivel nacional.

Lo anterior implica que se presentará un subsidio de 10% del costo real del agua aproximadamente, por lo que será necesario incrementar las tarifas estatales, para 1992, por lo menos en un 10% más los efectos de inflación y los generados por inversiones en nuevas obras.

Son, por ultimo, las autoridades municipales, responsables de la distribución domiciliaria y cobranza de los consumos a nivel vivienda, comercio e industria.

De hecho, hasta ahora, la población que cuenta con el servicio de agua potable a nivel domiciliario, es quien ha gozado de importantes subsidios motivados por el no cobro de la tarifa federal legislada.

Se da el caso también del subsidio de tipo municipal que se manifiesta por los siguientes motivos:

- Diversidad de criterios y organismos para administrar el servicio.
- Deficiencia en el control de usuarios por la obsolescencia de los padrones.
- Situación deficitaria en la prestación del servicio.
- Alto nivel de rezagos.
- Alto número de tomas clandestinas.
- Sistemas con características técnicas, topográficas y socioeconómicas desfavorables.
- Estructuras orgánicas indefinidas y ausencia de manuales administrativos.
- Falta de procedimientos para el control y la recuperación de los rezagos.
- Escaso o nulo mantenimiento a la infraestructura hidráulica.

Adicionalmente los municipios deben atender, con su presupuesto, entre otros costos los generados por los siguientes conceptos.

- Pago al Estado por suministro de agua en bloque.
- Producción de agua municipal propia y
- Operación, mantenimiento y administración por manejo de caudal.

Como parte del Programa Nacional de Control de Perdidas y Uso Eficiente del Agua, el Gobierno del Estado de México tiene estudiada la sustitución de aproximadamente dos millones de retretes, cuyo costo se estima a precios actuales de 600 mil millones de pesos.

En forma permanente se esta trabajando en la detección y reparación de fugas, con el fin de contar con sistemas en condiciones adecuadas de mantenimiento y operación, así mismo se esta llevando a cabo la instalación de medidores para el control del suministro de agua en bloque, teniendose a la fecha un avance en estos trabajos de aproximadamente el 20%, y se cuenta con la totalidad de los medidores para lograr el 100%.

La Comisión Estatal de Agua y Saneamiento ha diseñado el sistema denominado Lectura, Facturación y Recaudación (L.F.R.), que es un instrumento que permite mejorar la prestación y administración de los servicios de agua potable, proporcionando los elementos tecnico-administrativos ajustables a las características y necesidades de cada municipio.

Los principales objetivos del L.F.R. son: Fijación de estructuras administrativas acorde a la realidad de cada municipio, simplificación de tramites administrativos, actualización y mantenimiento del padrón de usuarios; abatimiento del rezago; detección y control de tomas clandestinas y, lo más importante, incrementar la recuperación.

El sistema L.F.R. se ha implantado en 38 municipios con características de urbanos, semiurbanos y rurales; cuyos resultados se han reflejado en el incremento del 30% al padrón de usuarios, abatimiento del rezago en 70%, aumento hasta del 200% en la afluencia de usuarios y el más significativo de los resultados, incrementos de hasta 300% en los ingresos, debido a una más eficiente recaudación.

Con tales resultados se ha comprobado la efectividad y funcionalidad del sistema, demostrando además ser una herramienta que ha permitido a los Ayuntamientos maximizar sus recursos, racionalizar el servicio y repercutir, cuando menos, los costos municipales de operación, mantenimiento y administración de los sistemas de agua potable.

CONCLUSIONES

Ante el panorama expuesto, es de vital importancia promover entre los usuarios una nueva cultura del agua, que permita darle el valor real a este elemento vital; se considera que el conducto más adecuado consiste en incorporar a los programas básicos educativos, hábitos y conductas que reflejen mayor responsabilidad en el manejo y uso eficiente del agua.

Para concluir, debemos remarcar la necesidad de estar concientes que en el corto plazo se cubran los costos reales del servicio de agua potable, a través de las tarifas; por lo que estamos obligados a incrementar nuestras eficiencias tanto en las coberturas como en su recuperación. Esta es una responsabilidad en la que debemos intervenir todos, buscando mejores soluciones técnicas, administrativas y financieras.

Muchas Gracias

Mayo 1991

ECONOMICS AND TECHNICAL CHANGE: THE WATER RESOURCE CONUNDRUM

Donald M. Tate and Ray Rivers Inland Water¹ Directorate Environment Canada The International Seminar on Efficient Water Use October, 1991

ABSTRACT

One of the most potent, but least understood, functions of a market system of economic organization is its ability to motivate technological change. The market system provides incentives for private gain, which, in turn, leads to the generation of new technologies. The key to this process lies in the ability of prices to reflect accurately the value of the resources devoted to respective economic activities.

A major problem of environmental management arises because environmental resources are, almost without exception, undervalued in relation to their contribution to economic activities. This paper uses the case of municipal and industrial water pricing to document the almost-negligible cost of water resources in relation to the costs of other goods and services, and to production costs. *The data are based upon recent surveys of municipal and industrial water prices. These survey indicate municipal water prices in Ontario (including sewer charges) averaging less than \$0.60 per cubic meter, and industrial charges which are substantially below 1% of production costs.*

The paper concludes by discussing the implications of the current state of water pricing for technological change in the water industry, and with suggestions for improvement. The overall thesis is that until water prices reflect better the value of the resource to society, incentives for technological change will continue to be significant retarded.

1. INTRODUCTION

Since the 1960s, interest in the environment and its problems have grown at an ever-increasing rate. To-day, environmental issues, ranging from pollution to export, are usually listed among the top three issues in public opinion polls. We do not have to think very long to find the reasons for this "popularity".

Water pollution problems raise concerns in many parts in many areas of the country, notably the Great Lakes and major estuarine areas. Although water management has taken significant strides in overcoming certain pollution problems, significant ones remain, such as toxic substances. Water shortages are common in many areas, most importantly in the Western Interior, but even in southern Ontario, a peninsula built into the heart of the world's largest freshwater body. Canadians have slowly realized that 9% of the world's annual renewable water supply is not, by itself, a guarantee of freedom from water shortage. Resource distribution and pollution have fixed that perception. Capital shortages for water projects are so severe that the infrastructure of major urban areas is deteriorating rapidly.

¹Respectively, Head, Water Resource Economics, Inland Waters Directorate, Environment Canada, Ottawa, Ontario K1A 0E7; and A/Director, Analysis, Coordination and External Relations, Ontario Region, Environment Canada, Toronto, Ontario M4T 1M2

Each of these problems has technological dimensions. Some are obvious, such as the need to upgrade and improve conveyance and treatment methods. Others are not, and this paper addresses one of those - namely, the mechanisms which underlie technological developments, and which allow the advancement of living standards in many societies throughout the world, but which seem to have been blunted in their effects on the use of environmental resources such as water. It is clear that technical developments do not just "happen", or fall from the sky. On the contrary, there are very clear reasons why change occurs, and, indeed, why it occurs in some areas and not in others. In water management, the mechanisms underlying technological change are not well understood, and have rarely even been acknowledged. We believe, however, that they lie at the heart of any hopes for significant improvements in environmental management.

2. ECONOMICS AND TECHNICAL CHANGE

Schmookler (1966) defined technology as "the social pool of industrial arts." Clearly, technological change is a change in this pool. The central issue is what causes these changes, in other words what conditions have to be present for advancement to occur. This question has concerned many generations of economists and social scientists, and it is to a brief explanation of their findings that we now want to turn.

The concern of people over resource scarcity reaches back in history at least into the eighteenth century. Well before Thomas Malthus explained how unrestrained population growth would be held in check and in misery by the limited amount of food producing land, the Physiocrats of eighteenth century France and the great Adam Smith reasoned that all wealth ultimately came from the land and so the limits of land would limit production. This concern over physical limits to productivity has proven less than accurate for many areas of the world, at least into the latter part of the twentieth century. As Charles Schultze stated:

"Living standards in modern Western countries are, by an order of magnitude, superior to those of the early 17th century. Had the triumph of the market meant only a more efficient use of technology and resources then available, the gains in living standards would have been minuscule by comparison. What made the difference was the stimulation and harnessing of new technologies and resources."

This statement supports strongly the findings of Nobel prize winner Robert Solow, who demonstrated that over 85% of technological advancement in the U.S. economy during a forty year period was due to the operation of economic forces through the medium of the marketplace (Solow, 1955).

The conclusion of importance here is that economic forces are largely responsible for incentives which lead to technological change. On the supply side, the progression of technology has vastly increased the resources available, through discovery of new reserves and stocks of everything from petroleum to fish. Supplies have been expanded even more by advances enabling the use of less accessible resources, of lower quality, and lesser concentrations. Even land, though limited in the spatial sense, has been augmented enormously in its capacity to produce crops (Pearse and Tate, 1990)

On the demand side, technology has progressively reduced and eliminated our dependence on particular resources for particular purposes, broadening the range of materials available to producers, and improving the suitability among them. Timber is no longer needed to construct buildings and ships because there are now a dozen new materials to choose from. Societies no longer need copper to transmit energy and

messages because materials like aluminum and fibre optics, made of much more ubiquitous raw material, will do the same job. Indeed, we no longer need any materials for these purposes, because electronic signals can be transmitted without them. All this innovation has more than offset the depletion of resources through consumption. Notwithstanding the enormous economic growth of the past century, the demand for almost all natural resource commodities and food has risen slower than the supply. The result is that the real price of natural resource products -- that is, the cost relative to manufactured goods, or to all goods and services taken together -- has gradually declined (Pearse and Tate, 1990).

These findings, which are readily acknowledged by most resource specialists, lead to a cruel paradox environmentally. On the one hand, technology has led to the creation, in Western societies, of enormous gains in living standards for all groups in society, although, undoubtedly, not all have benefited equally. On the other, the same technology and productivity has caused substantial, and in some cases catastrophic, environmental degradation. Thus, why, for example, should economists advocate the use of economic instruments to help solve environmental problems when economic forces have done so much harm?

If various sectors of the economy are examined carefully with respect to their uses of environmental resources, we quickly find that economic forces, such as the interplay of supply and demand to determine realistic prices, have been almost totally absent. Thus, it is no surprise that technologies are extremely traditional, resources are overused, wasted and, in some cases, destroyed. It is almost as if society has ignored one of its strongest forces, namely economic incentive, and then attempted to do an effective job of coping with environmental management (Tate, 1984). The sooner that economic forces are recognized as being of central importance in promoting technological change in the water industry, the quicker and more effectively will water managers be able to do their jobs.

3. TECHNOLOGY AND WATER RESOURCES

What is meant by traditional technology? Certainly, the water resource trade journals, on the surface, seem to suggest that water technologies have developed substantially. The Science Council of Canada even suggests that an export industry should be built of Canadian technology.

Examples of the persistence of traditional technologies are easy to identify. The following examples are illustrative, although by no means exhaustive. First, Environment Canada's industrial water use surveys have demonstrated that the percentage of industrial water deriving from recirculation has fallen over the 1972-1986 period (Table 1). The concept of a use rate is a simple way of looking at this. If gross water use, or the total amount of water used in producing a product is divided by total water intake, and multiplied by 100%, the result is a use rate. The higher the rate, the higher the level of recirculation. In almost all cases, the use rate fell, showing that recirculation rates declined during this 14-year time span.

Second, the average Canadian per capita water use from municipal systems is 350 litres per day, second only to that of the U.S., and over double that of many European countries. Also, of the water pumped in many Canadian municipalities, less than 75% can be accounted for deliveries to customers. Third, water use inside the home is excessive. The typical uses 20 litres per flush, and showers use over double amount of water required for effectiveness. Postel (1985) showed that a typical North American could save over \$ 100 per year in energy costs alone by using water efficient showerheads. Fourth, recent research done at McMaster University (Patry and Takacs, 1990) showed that waste treatment plants are less efficient the greater the amount of water pumped through them. Fifth, irrigation in Western Canada supports the growth of crops that could probably

be grown more cheaply in more humid areas. Irrigation causes enormous amounts of water consumption in an area where there exist much more highly valued water uses. Finally, in all parts of Canada, we afford industries free access to waterways for waste deposition. Serious water pollution problems have resulted.

Year	Canada		Ontario	
	Total	Manufacturing	Total	Manufacturing
1972	172	233	148	208
1981	152	208	120	185
1986	142	198	114	188

Improvements are certainly possible. Research in water use by industry (Kollar and MacAuley, 1980) showed that water can be recycled up to nine times through advanced industrial plants. In terms of the use rate measures of Table 1, this would give rates upwards of 900%. Jank (1987) has found that the capacity of a waste treatment plant can be effectively doubled through the use of computerized controls of plant processes. The energy savings possible through the use of water efficient fixtures has already been mentioned. Research at Environment Canada has shown that petroleum-like material can be recovered from waste treatment plant sludge. Changing industrial systems with water handling as a design criterion is effective in both saving water and lowering costs (Ayers and Kneese, 1968). These are but a few of many examples of technological change possible in the water industry.

4. THE ROOT OF THE CONUNDRUM: WATER VALUATION

It was suggested earlier that economic forces have not been at work in the water resources field. This almost complete failure to use market forces in helping to allocate water resources lies at the root of the retardation of technological in the water industry. This section presents two examples which illustrate this lack of attention to economic factors.

(Before going any further, one point is important in qualifying the argument presented here. The operation of an unfettered market is not always superior, and, in the environmental case, some mix of regulation and incentive is probably the best approach. However, the power of market forces offers great advantages, which have to be recognized by the water management profession.)

Environment Canada has conducted a number of surveys of retail prices to the users of municipal water services across Canada. These surveys were undertaken to establish some baseline information on the conditions faced by water consumers. In other words, what are the "signals" being received by consumers about the value of water services?³ The results of these surveys have interesting economic implications for the problem posed in this paper.

The surveys show that about one-third of the price structures in use by Canadian municipalities comprise what are commonly referred to as flat rates. The cost of an extra, or marginal, unit of water under this type of structure is zero. In other water becomes a free good, and used accordingly in a wasteful manner, regardless of the need to conserve.

³Note that these surveys made no attempt to link consumer prices to the costs of providing the service. Thus, definitive judgements about whether water prices are effective in terms of cost recovery cannot be made from the data collected.

Most of the other structures in use are termed declining block rates, under which the price of water declines progressively with increasing use. The rationale for this type of structure, clearly stated by the A.W.W.A. (1983), has been discredited in much of the professional literature (Hirschleifer et al., 1960; McNeill, 1987). The remaining structures are constant unit charges (i.e. a constant price per unit of use, regardless of quantities used), increasing block rates or some other more complex types of arrangements.

Thus, a first major observation is that price structures actually encourage overuse of public water supplies. This has been witnessed by the elevated costs of supplying water and waste treatment services, and the consequent overbuilding of water facilities. The current financial problems in the municipal water industry (FCM, 1985) are hardly surprising under these conditions. Worse still is the almost complete absence of incentives for technological change in the industry today.

This situation is compounded when the unit prices for water (where these are relevant) and total retail prices are examined (Table 2). Three observations are relevant here. First, unit, average and total prices are very low in comparison with the prices of other goods and services. For example, the cost of a cubic meter of soft drink, the next cheapest common liquid in use is about \$500.00. Second, the price of water includes delivery to the home and waste removal. Third, prices have increased over the three-year period covered by the table, but are still relatively insignificant in relation to the costs of other services, such as electricity. The "signal" being passed to consumers, accordingly, is that the service is cheap to produce, and that waste is an insignificant problem.

The second example is drawn from the 1981 and 1986 industrial water use surveys, conducted nationally, covering about 7,000 industrial establishments (Tate and Scharf, 1985, 1989). Water costs to industry totalled \$421 million in 1981 and \$585 million in 1986 (current dollar terms). In both cases, these amounts were under 1% of total production costs. In irrigated agriculture, water costs are subsidized 85% -90% by public agencies, which construct the infrastructure, charging irrigators low flat charges per hectare for the actual commodity. In these cases, again, water prices are insufficiently low to provide incentives for rational water use and for technological change.

5. INTERPRETATION AND CONCLUDING REMARKS

The data provided in this paper show that Canadian water prices are very low. The implication for water use in a static situation is one of overuse, both in a quantitative sense, and in the sense of cheap or free use of water courses for waste removal. Dynamically, low prices mean that little or no account is taken of economic factors in forecasting water demands, resulting in forecasts which are biased upward and resultant overbuilding of systems.

Low prices also mean that cost recovery is not achieved. One implication here is that capital shortages frequently occur and that other public infrastructure often take precedence over water infrastructure. The municipal infrastructure financing problem identified by FCM (1985) is therefore not surprising.

Of most relevance for this paper is that current economic practices provide no incentive for capital-driven technological change. For instance, the industry is unable to attract the voluntary research funds, which are critical for technological change. The industry is critically in need of technological upgrading, similar to that which has occurred in connection with the energy industry, an equally important infrastructural element. However, in contrast to that industry, there are few economic incentives in water. We can confidently predict that few of the needed changes will occur until economic practices are radically reformed.

Table 2 Selected municipal water price indicators, Canada, 1986 and 1989

Indicator	1986		1989	
	Canada	Ontario	Canada	Ontario
a. Unit prices (cents/m³)				
1. CUC	38	40	52	65
2. BR-first	48	43	62	57
3. BR-last	29	24	39	41
b. Retail prices (\$/month)				
1. 10 m ³ /month	10.90	11.49	14.40	15.96
2. 25 m ³ /month	14.77	15.10	18.15	21.00
3. 35 m ³ /month	16.08	17.39	20.88	24.57
c. Average prices (cents/m³)				
1. 10 m ³ /month	109	115	144	160
2. 25 m ³ /month	59	60	73	84
3. 35 m ³ /month	46	50	60	70

Notes: CUC = constant unit charge.
 BR-first = price per m³ in the first block.
 BR-last = price per m³ in the last block.

NOTE: All prices include the relevant sewer surcharges.

Sources: Tate (1989); Tate and Lacelle (1990)

REFERENCES CITED

American Water Works Association (1983). Manual of water supply practices: water rates. Denver, AWWA MI.

Ayers, R and A.V. Kneese (1966). The Economics of Water Utilization in the Beet Sugar Industry. Baltimore: Johns Hopkins Press

FCM (Federation of Canadian Municipalities) (1985). Municipal infrastructure in Canada: physical condition and funding adequacy. Ottawa-Hull.

Hirschleifer, J., J.C. de Haven and J.W. Milliman (1960) Water supply: economics, technology and policy. Chicago: University of Chicago Press.

Jank, B., (1987). Personal communication

Kollar, K.L. and Macauley, P. (1980). "Water Requirements For Industrial Development". Journal A.W.W.A., 72, # 1, pp. 2-9

McNeill, R. (1989). The Economic Theory of Water Pricing. Vancouver: Environment Canada, Inland Waters Directorate, Pacific and Yukon Region.

Patry, G. and I. Takacs (1990). "Assessing the Effects of Hydraulic Load Reductions on Wastewater Treatment Plant Performance". Hamilton: McMaster University, unpublished study completed under contract for Environment Canada.

Pearse, P.H. and D.M. Tate (1990). "Economic Instruments for Sustainable Development of Water Resources". Victoria, B.C.: Westwater Research Centre (a paper prepared as a chapter of a book on sustainable development in the Fraser River basin), publication pending.

Postel, S. (1985). "Conserving Water: The Untapped Alternative", Worldwatch Paper 67, September 1985.

Schmookler, J. (1966). Invention and Economic Growth. Cambridge, Mass.: Harvard University Press.

Solow, R. (1957). "Technical Change and the Aggregate Production Function". Review of Economics and Statistics, 39, 312-320.

Tate, D.M. (1984). "Canadian Water Management: A One-Armed Giant". Canadian Water Resources Journal, 9, # 3, pp. 1-7.

Tate, D.M. (1988). "Municipal Water Rates in Canada: Current Practices and Prices". Ottawa-Hull: Environment Canada, Inland Waters Directorate, Social Science Series 21.

Tate, D.M. and D.N.Scharf, (1985). "Water Use in Canadian

Industry: 1981. by Ottawa-Hull: Department of the Environment, Inland Waters Directorate. Social Science Series, 19.

Tate, D.M. and D.M. Lacelle (1990) "Municipal Water Rates in Canada: Current Practices and Prices, 1989". Ottawa-Hull: Environment Canada, Inland Waters Directorate, Social Science Series, publication pending

Tate, D.M. and D.N.Scharf, (1990). "Water Use in Canadian

Industry: 1986. Ottawa-Hull: Department of the Environment, Inland Waters Directorate. Social Science Series, publication pending.

PRICING POLICIES TO SUPPORT EFFICIENT WATER USE

Ronald M. North Institute of Natural Resources University of Georgia Athens, GA 30605 USA

ABSTRACT

Prices and pricing strategies are described in terms of their revenue objectives and functions applicable to water services. Pricing strategies are defined in terms of how the objective functions are measured. A water services pricing policy of full market value or current alternative cost is offered as a general approach to achieve efficient use and allocation of water resources in both developed and developing nations. Examples are given for the United States and China for comparison of existing pricing schemes. The theoretically correct, but practically constrained, theory of "setting price equal to marginal cost" should be avoided when other objectives, equally as valid as that of maximum efficient resource allocation, are sought. Cases of pricing to maximize net revenue or gross revenue; to recover costs; to realize a minimum return on investment; to reallocate income; to conserve the resource; are described as legitimate pricing strategies. The continuous, infinitely divisible and sequential flow characteristics of water services provide opportunity to practice pricing strategies and measure results of both economic theory and producer/ consumer behavior while more efficiently utilizing the water resources.

BACKGROUND

Water services are seriously underpriced in most areas of the world! This means that governments (national and local) subsidize the water services they provide. These subsidies take many forms and many rationales. A common form of subsidy is to have the governments finance directly or provide grants and interest subsidized loans to provide water projects and services to special groups. These groups may be of a specific interest such as flood plain residents, shippers, power producers/users, irrigators, etc., or they may be general groups such as municipalities. Sometimes the subsidies may come from international funding agencies to developing areas. Sometimes the form of the subsidy is a grant or subsidized loan. Sometimes the water service cost is borne by general taxes or by fees imposed for other services or on other assets such as an ad valorem tax on property or a sales tax. The result of these subsidies is to underprice the water service to users and thus encourage excessive use and wastage. This is an inefficient use of the resource resulting in great financial, economic social and environmental costs to society.

North and Neely (1977) calculated the subsidies provided in U.S. Federal Government water projects for specified services. The average cost recovery (not market value) for all programs and projects (over 5,000) calculated in the "cost sharing" model was 30% of total allocated costs or only 24% of capital investment costs. These ranged by services provided from zero cost recovery for certain environmental, fishery and navigation services up to 64% cost recovery for hydropower production and municipal water supplies. Actual subsidies to consumers may be larger than the 70% of costs in this study when local and state subsidies are fully considered.

North (1990) has observed that similar subsidies of water resources abound in China. Reviews of Chinese water pricing and accounting in selected municipalities indicate that often only about 30 - 50% of operations and maintenance costs are recovered. Revenues often make no contribution to capital costs. Quotas or individual and enterprise allocations are used to encourage conservation or to control the distribution of limited supplies. As in the USA, Chinese pricing is often based on non-volumetric land fees or fixed resource charges that are not effective as an allocation device nor as a revenue generator for the water sector.

In these cases the user has less incentive to conserve water uses because the effective marginal cost is zero, or at best very low and most charges are not closely connected to the user or to decision making. Generally, volumetric charges or direct user fees are much more effective than other types of prices at increasing efficient uses. Non-volumetric fees and charges are more effective at limiting entry to the market or access to the resource. In the world of water resource pricing (rate making) it is common to use a combination of volumetric (commodity) and non-volumetric (fixed or capital) rates in a tariff structure. This approach can be effective for achieving certain revenue goals and resource use efficiencies if the prices (rates) are sufficient to cover at least all costs. Preferably, prices should reflect current market values (value of marginal services/ product).

FUNCTIONS OF PRICING

In a competitive market system (buyers and sellers) prices equate supplies with demands in both short and long run conditions. Competitive prices allocate resources, provide estimates of market values and are non-discriminatory among classes or types of sellers and buyers. Water resource services are most often vended or controlled by a single seller (monopolist) of each service and/ or for all project services in multiple purpose projects. Prices still serve the basic functions above but now certain elements of discrimination among classes, sizes, types and times of use can be introduced, i.e. segmented markets in which prices may be set to achieve objectives other than efficient allocation in the competitive market sense. Prices in this non-competitive market structure can be set to partially achieve several objectives because of the flexibility and discrimination available to rate makers. This ability to price discriminate can be used to produce maximum

extractible revenues from users but this is rarely done in a utility, especially a water service utility that is often subject to political pressures. Also, such practices as conservation pricing are possible. It is possible to seek and to approach conditions of efficient allocation and use of water services with optimum pricing policies but it is unlikely one could achieve the competitive market ideal of making water services available at prices equal to marginal costs. But this theoretically correct price is rarely achieved in the best competitive markets because of the many strict assumptions, primarily those of no one seller or buyer being able to affect price by his buying or selling activities. The most essential element of using price to effectively change user behavior (and efficient water services use) is to understand and develop a clearly stated objective for pricing policy as it relates to each type of water service.

PRICING AND WATER SERVICES

Prices and pricing are the substance and style of economic theory and behavior. Prices determine the allocations and flows of resources, commodities and services. Prices are the basis for the existence of markets. Prices are the mechanism for efficient allocations of a resource to maintain an equilibrium between supply and demand. Prices are found or discovered in a market or as a quotation in a newspaper but prices are also set through the actions of sellers and buyers. Sellers and buyers set prices based on a complex (usually mental) vector analysis of historical relationships and future expectations. The historic and future time horizons and experiences range from extremely short, such as the last trade and the next trade, to extremely long, such as with time series analyses and expected project lives of 100 years.

Sellers and buyers set prices in their offering and bidding process and this is the action of pricing. Pricing takes many forms, from the highly informed, competitive commodity markets of the Chicago Board of Trade, to the collusion of a few dominant sellers of the OPEC Cartel, to the unilateral fixing of diamond prices by DeBeers, to the political process of setting of water and sewer rates by a city council or the equally political process of cost recovery efforts of national governments or water authorities.

This process of pricing is

the and
c
c
r
c
t

V
c
(
p
e
o
e
a

O
T
m
pl
ol
in
ol

L
to

M
a

R
m

its most complex levels in the services provided by water resources. For pricing and pricing policy definitions and assumptions. The first point is to services it performs. Water is both a resource used in production and a flow, providing many services. Water, is a migratory and uniquely value vested with particular legal and institutional characteristics for a property right as well as strong common property/public good/public

of supply, temporally and spatially. For some uses water must be for other uses its infinitely divisible flow characteristics are important (umptive, others consumptive.) All of these characteristics affect the if we define the objective as that of "pricing water services" it is much we avoid the conventional hang-ups focused on a self-serving objective is provided, the beneficiaries (users and buyers) and vendors are more rs are then free to establish prices based on value of services that will and allocate the resources in an equitable manner.

include a single objective or multiple objectives. Both sellers and buyers inherent interests in selling dear and buying cheap. We generally view pricing the seller is the initiator and thus bears the responsibility for an d and thus establish themselves as the initiator with buyer's objectives l to work through pricing objectives from the vendor viewpoint. A few assured are:

marginal cost equals marginal revenue ($MC=MR$) or use the resource ($MC=VMP$);

the elasticity of demand equals -1.0 for the industry or where $MC=MR$ for

1 declining block rate prices when the consumption is sequential; Maximize

Recover costs. Divide capital and O & M costs estimated units of service;

Realize a given rate of return (ROI). Set prices yield a given return on investment (internal rate return);

Amortize indebtedness; set prices to cover loans and/or service debts;

Reallocate income. Subsidize or penalize one or more classes of users;

Realize conservation goals Increasing block rates set to penalize users who exceed certain use quotas or use levels;

Combinations of these and other objectives. Set prices to achieve multiple objectives, e.g., maximize gross revenue subject to some ROI.

Thus, a pricing policy for water services must be based on the objectives one wishes to achieve, normally measured in terms of revenue generated, with impacts on other factors considered.

Historical and current water services pricing policies often lack a clearly stated objective. The result has been considerable confusion and lack of appreciation of the role of price in allocating resources and commodities with efficiency and equity aspects fully considered. These options for pricing objectives requires one to focus on a process of pricing strategies appropriate for the sellers and buyers. Policy issues will most likely be confined to the traditional services of water resources, i.e., water supply, power, irrigation, navigation, waste disposal, recreation, flood management, etc.

The pricing of water services from multiple purpose reservoirs is a special case of pricing policy, law, history and cost allocation techniques associated with these projects. Special conditions may also apply to irrigation water pricing, drinking water pricing, interbasin transfers, reallocation of reservoir purposes/uses, entitlements of vested parties, governmental roles in pricing and/or regulation and others. A pricing policy to promote efficient water use for each special case or project may be developed by assuming that each project is an independently operated unit. By the same reasoning one may develop an overall or generic water pricing policy for all projects for each service provided. Prices may vary by project and costs may or may not be recovered but the resource use can be made more efficient.

WATER PRICING FOR EFFICIENT WATER USE

The objective for water pricing should be "to achieve maximum economic efficiency and optimum allocation in the development, management and use of water resources, subject only to reasonable environmental and social constraints." This objective includes the pricing of all water services at a value comparable to current market values and/or alternative costs for similar services. The services provided should be or priced in excess of the average costs of the services supplied. This objective, when achieved, would reduce the pervasive subsidies provided to water users through all levels of water service management; Federal, State and local governments and authorities. This pricing approach should improve resource allocation, both temporally and spatially. The second beneficial outcome should be more adequate funding of water resource infrastructure from the users directly benefited.

One basic condition must be fulfilled. Revenue from fully priced water services must be dedicated to the water services sector. This can be accomplished with enterprise funds, trust funds, authorities or other means to maintain the integrity of the pricing system and its positive resource allocation benefits. When all vendible water services have been priced for a specific objective, some of the net incomes may be designated to support non-vendible environmental and social needs.

A few services, such as waste water disposal, may be priced directly as a cost (there is no incentive to pay for a negative good) or their service could be integrated into the cost of water supply, as it now is in some cases. Other avoidable payments, such as flood control, can be managed as a vendible service or as a shared recoverable cost if there is a will to do so. Thus the total of all water services can be provided more efficiently and the resource will be a better allocated to all needs.

SUMMARY

Pricing is a very effective means of promoting efficient water use in most societies. In order to use pricing policy effectively, the objectives must be clearly understood and appreciated for their impacts on efficiency, on allocation (equity), on revenues and environmental, social goals. Further, the correct pricing strategy (method) must be applied to each objective to avoid unhappy results. Water resource services are ideally suited to the effective use of pricing policies to achieve specific results. Why we don't take advantage of these attributes to build secure water industries is a deeply imbedded, unfortunate historical accident. It is the failure to understand pricing and market structures of water services and the unwillingness to recognize the serious consequences of underpricing (subsidizing) an entire resource as well as the selected services provided.

REFERENCES

North, R.M. and W.P. Neely. (1977). "A Model for Achieving Consistency for Cost Sharing in Water Resource Programs," *Water Resources Bulletin*, Vol. 13, No. 5, pp. 995-1007.

North, R.M. (1988). "Water Pricing in China." *Water Resources Management in Northern China*. UNDP Mission Report (unpublished). United Nations Department of Technical Cooperation and Development. New York.

North, R.M. (1991). "Pricing Policy For Water Services." *Water Resources Planning and Management and Urban Water Resources: Proceedings of the 18th Annual Conference and Symposium*. Water Resources Planning and Management Division, American Society of Civil Engineers. New York. May 20-22, 1991, pp 371-375.

MXCITY .91 mx 8/91

MOTIVATION AND PUBLIC PARTICIPATION-A GOAL FOR EFFICIENT WATER USE

C.S. Raghuvanshi - Profesor, - Brijesh Chandra - Professor Water Resources Development Training Centre University of Roorkee Roorkee(U.P.) India

ABSTRACT

With the increasing population, demand of water is increasing day by day. Therefore, efficient water use is needed for agriculture, urban and rural water supplies, power generation, industrial use and for several other purposes. Realising its significance, even our planners formulated the National Water Policy(September, 1987), which states that efficient use of water cannot be accomplished unless persons involved in water utilisation cooperate and have a commitment to the objective of saving water. This could be possible, if common people are made conscious and motivated. In this context, there is no alternative but to mobilise idle man power and disguised unemployed people in the urban and rural areas and to convert them into permanent physical assets for motivating the general public. This may be achieved through a campaign which may focus on the education of the people at village and urban level on 'why and how' efficient use of water can be achieved by a non-governmental agency like cooperative irrigation society or water users association in a great democracy like India.

INTRODUCTION

Within the past two decades, vast changes have occurred in many fields of life in India mainly because of the rapid growth of population which influenced every sector of economic and social development. Country-wide interest in the problems emerging from rapid population growth has been promoted by major considerations : (a) an increasing concern about the relation between population growth and available resources in the country, and (b) a growing awareness that unchecked population growth tends to impose a strong constraint on the quality of life and even survival of mankind through the spiralling consumption of the resources particularly water and land. With the multifaceted development water requirement has increased and shall increase by leaps and bound, therefore, efficient water use is needed in all sectors of the economy.

Water is used for a multitude purposes, such as drinking and other domestic uses, sanitation, irrigation, industrial purposes etc. However, with the advent of modern civilisation and technological advancement, water needs have increased. Since, the total annual water resources of the country are about 140 million hectare meters of surface water and 50 million hectare meters of ground water resources. But on full development of water resources, the total surface water would increase to about 185 million hectare meters and ground water to about 85 million hectare meters. According to the report of the Second Irrigation Commission (1972) utilisable surface and ground water resources of the country are estimated to be about 70 million hectare meters and 25 million hectare meters respectively. Since quantity of water is limited, problems often arise between conflicting claims. Drinking and other domestic needs are immediate needs, and these claims have often been given preference over other water uses. Water for irrigation which consumes nearly 70 percent of the available water, claims a preferential treatment over other uses, and the demand for irrigation is steadily increasing in order to meet growing demand for foodgrains(1). In view of these facts, increasing water requirements are bound to result in shortage of water for agriculture, domestic use and drinking. Consequently, this may be faced with acute shortage with the passage of time. Realising the grave situation of water shortage and significance of an efficient water use, Indian planners formulated the National Water Policy (Sept. 1987). The National Water Policy States that efficient use of water cannot be accomplished unless all persons involved in water utilisation cooperate and have a commitment to the objectives of saving water. This could be possible, if common people are made conscious and motivated for efficient water use.

The paper is presented in two sections. Section one covers the existing irrigation, and water supplies in urban and rural areas, which highlights the wasteful use of water. Section two focusses on the need and significance of public participation in efficient water use through motivation, incentives, education of the users, legislation and restrictions on water use.

IRRIGATION

In India, every state is free to decide its own water distribution policy according to its traditions, and values about water. Therefore, there are as many policies as the number of states. Although these policies differ in their objectives, yet the management of all of them has one common feature of complete dependence on farmers for constructing a community channel i.e. water course for linking their small and scattered holdings with public distributory. Farmers' motivation(2) for such a venture naturally depends upon the benefits which a distribution policy can ensure for them. Therefore, a number of farmers who own a very small holdings, have to be clubbed together to form a viable unit for consuming the minimum water and use water for crop production as efficiently as they can. The present water distribution policy does not motivate the farmers to use water efficiently mainly due to unassured and inadequate water supply. The introduction of the High Yielding Varieties (HYV) of crops has further added a new dimension

to the management of public canals, which not only require higher doses of water but also more frequently and more on time. This further aggravates the situation and the farmers over-irrigate the crops whenever water supply is made available to them. Besides this, the farmers being the decision maker to decide the need and adequacy of an irrigation have a tendency for overirrigation with a perception 'more water, more production'. Thus, they have no incentive for economising the use of water, consequently several wasteful practices have been adopted by the farmers.

Further, in some states, water courses are not constructed and field to field irrigation is resorted to. In others, no irrigation is done at night and thus nearly one fourth of canal water is allowed to go waste. All this recoils on the rights of the tailenders as no project is designed for such colossal wastages. The loss involved is of valuable water.

In the early sixties, with a view to lighten the farmers burden the Government reduced the length of these water courses by extending public canal upto 5-8 hectares blocks, against the previous limit of 40 hectares or so. In spite of this substantial relief, no improvement in the attitude of the lower i.e. tailenders (i.e. farmers) was perceptible, and such a lack of motivation was probably due to the distribution policies being unattractive. Besides, none of the states introduced provision of measured quantities of water to farmers in proportion to the size of their holdings or motivating them for round the clock irrigation, which has rather proved one such cause of huge wastage of water. There is a strong linkage between land and water. Whereas land policies have been more socialistic by enacting Land Ceilings Acts, in all states but nothing of the kind has been done for water. As the gap between supply and demand is increasing, Rationing of it from public canals, to Irrigation Water Cooperative Societies can pave the way for efficient water use. Unlike land, availability of water is not fixed as it varies from year to year and from season to season. Water distribution is a recurring process and hence, there is a need for evolving fool proof policies for an efficient use through introduction of WARABANDI system (of North-Western states) in areas where it does not exist, will help in rationing, equity and social justice.

Water Supply Schemes

Two types of rural water supply schemes are being executed in the country depending upon the nature of sources available and the geography of the area. Potable water is distributed to the villages either through a piped network or from a single point source with hand pumps. Piped system works under gravity. Water is also pumped from an underground or surface source. Similarly water supply schemes in cities and towns are being executed based on the nature of available sources. Unfortunately inefficient control of equipment and supplies both in rural and urban areas are the potential sources of maximum wastage of water. Quick restoration of damaged parts of equipments/machinery remain unattended and un-noticed which result in a considerable wastage of water.

However, efficient water use cannot be accomplished unless persons involved in water utilisation cooperate and have a commitment to the objective of saving water, which could be possible, if common people are made conscious, and motivated. The dominant section of the society which can potentially contribute towards this noble job of efficient use of water, is a common man. To have him participate in this endeavour, it is necessary to develop in him a consciousness for an efficient water use.

Public Participation

In the fast changing environment, and high aspirations of the consumers, values and perception, attitude of the farmers, and other consumers, it has become much significant to get involved the common consumers in water supplies schemes. This calls for major political, administrative and social changes in the urban and rural sector which could be possible by giving incentives to local population to participate in efficient water use. It is not uncommon that the people do not attach much significance to water and usually water taps remain open in the residential quarters causing continuous flow of water which goes waste. Sometimes water taps are either defective or loose which again results in huge wastage of water.

Warabandi system of irrigation in North-Western parts of the country does not provide any incentive to the farmers for efficient and economical use of water. The farmers apply more water than the crop requirement because the irrigation charges are paid on area basis i.e. area irrigated. This results in wastage of water. Apart from this, a considerable quantity of water is lost due to seepage in the water courses. It is estimated that the total precipitation is around 400 million hectare metres in the country.

Out of this about 150 million hectare metre (m ham) enters the soil, which retains around 110 m.ha.m. as soil moisture. It is the remaining 250 m ham, of water which does not find its way into the soil that constitutes the total annual run-off of about 250 m. ha.m. in our river systems and around 70 m ham is lost by way of evaporation immediately after precipitation occurs. Hence, this needs to be treated from water conservation angle. Reduced run-off losses will also save a great deal of top soil from erosion. In this context, a few alternatives could be worth quoting which will greatly help in reduction in losses and efficient water use.

1. A Department of Water Conservation be set-up which should be charged with the responsibility of ensuring that the country's run-off are reduced to the minimum. This work is of a nature that given a technical guidance, can be carried out by the people participation(3) i.e. farmers, without bringing in expensive measures and paid labour. However, such an assets can come into existence only if the people can be motivated to give freely of their surplus time and labour for works which they perceive to be for their common good and the benefit they are confident of sharing with other members of the community in a fair and equitable manner. This calls for a major political, administrative and social changes in the rural sector. The situation demands that steps are taken for effective water conservation measures village by village, micro-watershed by micro-water-shed, field by field, which could be possible by encouraging local population to participate in Water Conservation Programmes.

2. Water Users Association

Unfortunately, in India, more attention has been paid for the development of irrigation resources but the problem of optimum use of water and its scientific management on the farmers field has not received due attention. Much too often, the social and economic aspects of water use have been overlooked. To achieve this objective, the farmers need to be educated about the repair and maintenance of the water courses and make their full use for increasing production. But the non-involvement of the farmers, in design and operation of the system causes conflicts and problems. Since the farmers are the actual beneficiaries, their participation is essential. Unless they are involved, irrigation offences and wastage of water cannot be checked even with the force of law. The farmers' active involvement in irrigation development programmes and water conservation can be ensured by a participatory community-based approach for which an appropriate organisation can be three tier system of an elected Water Users Association(4). This pyramid can serve the farmers' community with (i) at the lowest level a 'Chak Samiti' which can be constituted from the farmers within the chak or the outlet command (ii) secondary level can constitute a sub-project committee formed of the representatives of the outlet committees in a distribution system. In this three tier system, on the tertiary level, the farmers' association can represent the farmers at the highest position in the project development and water conservation. This may be named as 'Project/ Water Conservation Decision Committee'.

The physical boundaries of the Association could be along with the hydrologic unit. The formation of water users' associations can more appropriately consist of a bottom up approach i.e. to organise the farmers alongwith the cultural, physical and social dimensions, which may enable them to participate in irrigation management. It is necessary to provide the water users with the incentives to improve their water use mechanism by which they can adopt new technologies and programmes. Material support such as equipment, loans, construction materials etc. obviously would benefit to provide incentives and these incentives would motivate the farmers for taking up seriously water conservation. We suggest the organisational structure, as given in Annexure-I.

Voluntary Organisation and their Roles

Evidently, there is a need, for conserving water both in quality and quantity. The dominant sectors of the Society which could potentially contribute towards this urgent need is the utilisation of water by common man. To have him participate in this endeavour, it would be necessary to develop in him a consciousness for conservation of water. The programme directed at the grass root level is, there fore needed. A non-governmental, non-profit and voluntary agencies like the Indian Water Resources Society(5) have a role to play in this movement which must ultimately be carried out on the lines of the family welfare campaign

The objective of the campaign should be to educate people at village level, on 'why and how' to conserve water and prevent its pollution. It will also help collect field data on the present state of the problem, such as, ways in which water is being wasted, likely amount of wastage, sources of pollution, water needs etc. This will provide the knowledge and experience needed for conducting the water conservation campaign on a larger scale.

The operation may comprise the methods of information, dissemination to develop consciousness among the rural population for water conservation and pollution control. To take up this work a resource preparation team at district headquarters in each state/Union Territory and field crews at each site would be needed. The resource team will have experts in commercial arts, audio-visual aids and video recording and playing. The crews will comprise demonstrators, skilled help mates and unskilled helpers which will be headed by experienced persons i.e. Supervisors at each site. The supervisors will plan operations headed by project coordinator on a whole time basis. The suggested organisational structure is given in Annexure-2.

4. Consumers Forum

Consumers forum should be formed in irrigated area and rainfed agriculture as well, where the farmers are the actual consumers. In canal command, the farmers over-irrigate their crops and thus much water is wasted. Keeping in view the growing demand of drinking water in urban areas and in irrigated areas as well as in unirrigated areas, there is an imperative necessity to motivate the consumers (i.e. farmers and urban consumers) to form the consumers forum which should have an 'Advisory Board' assisted by the knowledgeable progressive farmers/consumers drawn from different social and income groups who should educate the rural and urban people to minimise wastage of water. This consumer forum may work on the pattern of 'Consumers Protection Cells' formed recently in big cities/towns under the provision of Essential Commodities Act. The Consumers Protection Cells safeguard the interests of the consumers in the cities and towns. In some areas these are working fairly well and protect the consumers from all fraudulent practices and exploitation. On the same pattern the consumers forum for water conservation can be formed in rural and urban areas as well which can take care of minimising the wastage of water. The consumers forum should be authorised to penalise the consumers found wasting water. We suggest the organisational structure of the consumers forum as given in Annexure-3.

5. UN Day for efficient water use and conservation should be observed every year throughout the world and consumers should be educated to inculcate habit for maximum consciousness to use water economically so that the future generation may not curse us.

TRAINING

It does little good to irrigate crops when the farmer does not have the 'know-how' i.e. knowledge on crop water requirement, rotational irrigation, time, frequency and methods of irrigation so that wastage of water could be minimized. In this context, a planned education programme regarding water conservation may be helpful. A sense of water conservation consciousness may arise in the

mind of farmers only when they are alive to their moral responsibility for economic use of water for irrigation. This may help in toning up their moral fibre and create in them a sense of cooperative responsibility of enforcing water users etiquette as different from punitive rates which tend to increase corruption. However, for organising and training the farmers in economical use of water, extension staff with adequately trained personnel will be required on a continuous basis. The administrative personnel's training is greatly required which may develop 'Water Management' awareness among all agencies and personnel concerned directly or indirectly with 'Water Resources Management'. Irrigation engineers should also be trained in Water Conservation. Also, there can be an immense help in water conservation, if rural and urban consumers/population are educated in economical use of water for minimizing wastage of water. This may be achieved through a campaign on the pattern of FAMILY WELFARE in the country focussing on the theme of 'why and how' efficient use of water can be achieved.

CONCLUSION

Efficient use of water can be accomplished with the cooperation of the common people, if they have a commitment to save water. For achieving this objective, the public needs to be made conscious, educated and motivated.

REFERENCES

Hersey, Paul and Blanchard K. Kenneth(1982) Management of Organizational Behavior: Utilizing Human Resources Prentice-Hall of India Private Limited, New Delhi, India.

Corey, G.L. Irrigation Water Management in India: A Farmer Involvement, Unpublished Report- 1981 The World Bank, New Delhi.

Paut, N. and Verma R.K.: Farmer's Organisation and Irrigation Management, 1983, Ashish Publishing House, New Delhi.

Raghuvanshi, C.S.: Socio Economic Constraints in Adoption of Water Management Technology - A Case Study of Salawa Command Proceedings of the Seminar on Water Management Technology Transfer. May 1985, G.B. Pant University of Agriculture and Technology, Pantnagar, India.

REMARKS

(1) Increasing agricultural productivity mainly depends on human motivation and human motivation is the vital missing resource. If 80 million owners of land (of 89 million holdings) can be motivated to use water economically, there would be an immediate and drastic increase in output.

(2) Motivation of people depends on the strength of their motives. Motives are defined as needs, wants, drives or impulses within the individual. Motives are directed toward goals, which may be conscious or subconscious.

(3) The farmers' participation means to participate/involve in decisions making for planning, designing, execution, monitoring and evaluation of the programmes in which their experience and knowledge are helpful for the effective improvement of the irrigation systems and water conservation.

(4) Model Irrigation Bill 1976, has made provision for Water Users Association in the form of Water Committees for management and supply of water from minor irrigation works.

(5) The Indian Water Resources Society was formed in March, 1980, with its Headquarters at Water Resources Development Training Centre located in the campus of the University of Roorkee. The Society maintains close liaison with national and international institutions working with water resources development and utilisation.

"THE DROUGHT IS REAL": DESIGNING A SUCCESSFUL WATER CONSERVATION CAMPAIGN

Ben Dziegielewski, Associate Professor, Department of Geography, Southern Illinois University, Carbondale, Illinois 62901, USA

ABSTRACT

This paper identifies the key design elements of a successful water conservation campaign. These elements pertain both to the content of conservation messages and to the effective means of delivering these messages to water users. Previous research was reviewed in order to identify the important pro-conservation attitudes, socioeconomic incentives, and effective models of persuasion and communication. The 1988 drought campaign conducted by the Metropolitan Water District of Southern California is recounted to illustrate the development of a persuasive communication of the need to conserve water and its success in influencing the consumers knowledge, attitudes and behavior.

INTRODUCTION

Public information campaigns continue to be the most popular means of encouraging urban water users to perform water conservation behaviors during drought. Primary objectives of such campaigns include: (1) persuading the consumers that they should conserve water, and (2) providing them with information on how to do so. Changing behaviors associated with high water use and encouraging the use of water-saving devices often are seen as the effective means for achieving reduction in water use [Dziegielewski et al., 1983]. Although the technological devices usually are readily accepted by consumers, the savings in water resulting from their use are small compared to those that can be achieved by behavioral changes, especially under drought emergency conditions. Restrictions on selected uses of water and water rationing plans were reported to reduce water use by up to 65 percent [Hoffman et al., 1979]. Considering the strong influence of psychological factors on water-using behavior, it is of utmost importance to incorporate the findings of social and behavioral research while designing water conservation campaigns. This paper identifies the important elements of a successful conservation campaign. These elements pertain both to the content of conservation messages and the effective means of delivering these messages to water users. A more complete elaboration of this study is given in Dziegielewski et al. [1988] and Opitz and Dziegielewski [1989], respectively.

PRO-CONSERVATION ATTITUDES

The attitude model of conservation behavior assumes that attitudes affect behavior so that conservation behavior automatically will follow from favorable attitudes, or beliefs, toward conservation. Although several studies demonstrated that the relationship between attitudes and subsequent action is often vague, the knowledge of attitudes that are believed to affect conservation behavior may offer some guidance for designing water conservation campaigns. Watkins [1972], Bruvold [1978, 1979] and Berk et al. [1981] have identified several such attitudes, which are described below.

First, consumer attitude surveys conducted during and after major drought episodes have demonstrated that belief in the seriousness of water shortage in the community is a necessary condition for persuading consumers to conserve. This attitude-behavior relationship was found by White [1966] and Bruvold [1978]. Second, consumers are more likely to engage in conservation if they knew how much water they could save by doing so, and if they were convinced of the importance of their personal efforts in lessening the impacts of drought. To increase the efficacy factor, it would be necessary to provide informational feedback on both individual as well as community-wide water savings during drought. Third, conservation campaigns are likely to be more effective if the conservation measures (whether voluntary or mandatory) are perceived as being equitable, i.e., that all members of the community are required and make sincere efforts to conserve. Mandatory measures, if enforced, often are seen as being more equitable. Bruvold [1978] suggested that rationing techniques in conservation plans should be based on the number of persons living in a household and not on last year's use, average annual use, lot size, or ability to pay, indicating that rationing programs based on per capita use are perceived as being more fair. Fourth, studies in social psychology demonstrate that educating and informing consumers about the undesirable

long-term consequences of self-serving choices will be effective in fostering strong group-oriented behavior and attitudes. Thus, water conservation campaigns should consider ways to strengthen group identity and to educate consumers regarding the undesirable impacts on group welfare of self-interested behavior. Fifth, perceived effort and inconvenience also have been linked with conservation behavior. The proposed conservation measures should require a minimum cost (or sacrifice) for the consumer. These five general attitudes can be stated simply in terms of the following message to the individual consumer:

You need to conserve water now. Your actions will make a difference. Everybody is asked to conserve. By conserving you will help your community to get through the crisis. Water conservation is easy.

However, this message does not exhaust all motivations for stimulating water conservation during drought. Others may relate to one's environmental ideology of man as part of nature vs. man as one who acts upon nature, or to one's perception of the role of government in mediating the impacts of water shortages [Sims et al., 1982].

PRO-CONSERVATION INCENTIVES

While pro-conservation attitudes undoubtedly influence water conservation behaviors, such behaviors also may be evoked by incentives that are unrelated to pro-conservation attitudes. The nature of such incentives may be either economic or social. Economic theory and research suggest that consumers should respond to economic incentives by assuming behaviors which maximize their economic self-interest. There is a substantial body of literature suggesting that consumers respond to changes in the price of water [Boland et al., 1984] and that fines may be a strong deterrent of wasteful practices in water use. Typically, the economic incentives for motivating consumers to conserve water include: (1) reforming water rates or introducing surcharges to penalize high usage of water, and (2) establishing fines for exceeding allotted amounts of water or for violating bans on nonessential uses such as watering of lawns or car washing. Social incentives also can be quite powerful in motivating and reinforcing conservation behavior. Cook and Berrenberg [1981] distinguish three types of social incentives: (1) social recognition and approval, (2) public commitment, and (3) involvement in group decisions.

PERSUASIVE COMMUNICATION FOR WATER CONSERVATION CAMPAIGNS

The knowledge of factors which motivate consumers to conserve water during drought represents only a part of a successful public information campaign. It gives only the necessary contents of the information to be provided to the consumers or suggests what kinds of programs should be promoted. It does not indicate how information should be communicated in terms of both form and proper method of dissemination. For a successful conservation campaign, both what is said and how it is said is very important. Recent research suggests that in the case of the adoption of energy-conserving technologies the most effective method of persuasive communication is interpersonal communication [Darley and Beninger, 1981].

There are several important requirements in designing maximally effective messages for fostering water conservation behaviors. First, the message should be vivid, that is, lively, sharp, and intense. Research in marketing research has shown that consumers assign disproportionate weight to information that is very vivid. Second, the message should originate from a person. Information received from another person, especially a respected friend or a colleague, is likely to have a greater impact on the decision making of the person receiving the message than impersonal information summaries. Third, consumers will react to a message only if it is perceived as emanating from a credible source. Research shows that the credibility of the source greatly influences the effectiveness of the message. Finally, the conservation message should be clear, specific, concise, and concrete, and most importantly, it should be clearly applicable to the person receiving it. The more personal the information, the higher the likelihood that it will be perceived and processed by its receiver.

TABLE 1. Application of Principles of Persuasive Communication.

Drought Campaign Messages (Transcript)*	Message Analysis: Elements of Persuasive Communication
<u>Announcer:</u> The drought is real. (a)	Clear and unambiguous statement intended to create the awareness of drought.
<u>Weathercaster:</u> And we need to save all the water we can.	Information about what needs to be done. Pronoun "we" used to secure a perception of social support for the solution to the problem.
If you've got an automatic washing machine it can use 50 gallons to wash just one load. (b)	This personalized message moves from an abstract problem to a concrete, everyday situation.
So before you run it make sure it's full.	The desirable behavior is suggested using very clear and direct information on what to do.
The same goes for your automatic dishwasher.	The message is reinforced in a new context. The continued use of the pronoun "you" directs the message specifically to the viewer.
If everyone cuts back just one load of clothes and dishes a week, we could save millions of gallons of water this summer.	Links the specific action to concrete benefits of a concerted effort. Reinforces social commitment and the viewer's perception of efficacy.
<u>Announcer:</u> LA's top TV weathercasters remind you. (c)	Emphasizes person-to-person communication and a credible information source.
The drought is real. And we need to save water. (a)	The main theme (seriousness of drought) is repeated. The desirable behavior is reiterated.
Now.	Simple and clear message to convey the feeling of the urgency and immediacy of the action.
<u>Visual elements of persuasive communication:</u>	
(a) A still picture of a drying reservoir with parched sediment is shown.	
(b) The announcer is demonstrating the recommended action (i.e., modeling the desired behavior) while standing beside a washing machine.	
(c) A live group shot of ten well-known weathercasters is shown.	

*Transcribed video tapes were provided by the Metropolitan Water District.

TABLE 2. Measurement of the Effects of the Drought Media Campaign in Southern California.

Self-Reported Behaviors and Attitudes	Percent of Responses		
	Before	After	Change ^a
A. Conservation Behaviors:			
(1) Reported taking action to conserve water	65	72	+7
(2) Watered lawn and shrubs less often	25	30	+5
(3) Took shorter showers	15	19	+4
(4) Installed low-flow showerheads	14	20	+6
(5) Installed water savers in toilets	12	16	+4
(6) Used dishwasher (washing machine) less often	8	16	+8
(7) Repaired drips or leaks in faucets or toilets	8	11	+3
(8) Washed the car less often	6	10	+4
(9) Used broom rather than hose to clean driveway	5	9	+4
(10) Turned off water while brushing teeth or shaving	3	8	+5
(11) Watered lawn and shrubs at night	3	6	+3
(12) Reported number of conservation measures: ^b			
None	38	26	-12
One measure	20	19	-1
Two measures	25	27	+2
Three or more measures	17	28	+11
B. Pro-Conservation Attitudes:			
(1) Believed that there was a drought	50	58	+8
(2) Believed there was a need to conserve	95	96	+1*
(3) Believed in success of a concerted effort	59	60	+1*
(4) Disagreed that farmers waste water	80	85	+5
(5) Agreed that they use more water than needed	30	21	-9
(6) Disagreed that agencies exaggerate the need	69	76	+7
(7) Disagreed that business and industry conserve	61	67	+6
C. Reported Efficacy of Conservation:			
Perceived change in household's water use: ^c			
So small you can't see it	26	20	-6
5 percent or less	13	14	+1
5 to 10 percent	24	25	+1
10 to 20 percent	19	20	+1
20 to 30 percent	10	12	+2
30 percent or more	8	9	+1

Source: Derived from Opitz and Dziegielewski (1989).

^a All changes are significant at the 0.05 probability level of the chi-square statistic (except where indicated by the asterisk).

^b Distribution of answers in the two samples is statistically different.

^c Distribution of answers in the two samples is not statistically different.

DROUGHT INFORMATION CAMPAIGN IN SOUTHERN CALIFORNIA

In response to the recent drought affecting most of California, the Metropolitan Water District (MWD) and some of its member agencies implemented a multimedia water conservation campaign. The campaign was designed to inform the public about the drought and the potential water supply problems and to encourage specific water conservation behaviors. The media campaign, which included television, radio, print media, direct mail and bill inserts, was conducted from the middle of June 1988 through September 1988. The cost of MWD's paid advertising was \$1.3 million. Table 1 provides an example of the application of principles of persuasive communication to the content and form of campaign messages. More examples can be found in Opitz and Dziegielewski [1989].

A survey research program was undertaken in order to determine the impact of the drought information campaign on the water users' knowledge, attitudes and behaviors related to water conservation [Opitz and Dziegielewski, 1989]. Two telephone surveys were administered, one before and one after the campaign. A sample of 875 respondents was obtained before the campaign and 2,040 respondents after the campaign.

Table 2 compares the self-reported conservation behaviors, attitudes and perceptions of survey respondents before and after the media campaign. The results indicate that the campaign messages had a significant impact on the consumers' water conservation behaviors. About 72 percent of respondents reported taking some action to conserve water. This represented a 7 percent increase when compared to the pre-campaign survey. The frequency of reported conservation actions showed a significant increase for ten measures, seven of which were recommended in campaign messages. Additionally, there was a significant increase in the total number of actions reported.

The campaign also had a significant impact in promoting pro-conservation attitudes. More respondents believed that there was a drought and that water agencies did not exaggerate the need to conserve water. Most respondents believed in the efficacy of conservation in alleviating the effects of drought. About 60 percent believed that they saved 5 percent or more water as a result of their conservation efforts. However, both surveys revealed the apparent lack of respondent knowledge about the number of gallons their household uses each day. About 21 percent were unable even to risk a guess. Among those who did only 13 percent were more or less correct.

The consumers' perceptions and attitudes and self-reported conservation behaviors were compared with demographic characteristics in order to identify those elements associated with conservation behaviors. The "conservers" were more likely to be found among the owners of single family homes who believed in fairness and efficacy of voluntary conservation efforts, in the severity of drought, and in the need to conserve water. The "nonconservers" were likely to possess the characteristics associated with a high socioeconomic status, such as high level of education and high household income.

The overall conclusion of the survey was that the public information campaign had a significant impact on the residential water users' knowledge, attitudes and behaviors relevant to achieving water conservation. This was demonstrated by statistically significant increases of 5 to 10 percent in pro-conservation attitudes and conservation behaviors before and after the campaign. Using an econometric model of total water demand in Southern California, the actual water savings were estimated at 90,000 acre feet (111 hm³) [Chesnut and McSpadden, 1989]. Assuming that all savings came from the residential sector, they represent a 4 percent reduction of the expected residential water use in 1988.

IMPLICATIONS FOR CONSERVATION CAMPAIGNS

The social-behavioral research reviewed herein provides a number of guiding principles for designing an effective campaign to encourage consumers to conserve water during periods of drought. These principles, which pertain to the content of the information program are depicted on Figure 1 and can be summarized as follows.

- (1) The campaign should effectively convey a message about the seriousness of drought and its potential impacts on the community.
- (2) The program should provide social reinforcement of conservation behaviors, especially at the local level. This will cultivate strong group interest and moral commitments within the community.
- (3) The campaign should attempt actions aimed at conserving drought. to convince consumers that their water will help to mitigate the
- (4) The requested changes in the consumer water use behaviors should be reasonable. The personal cost and inconvenience associated with these changes should be minimized by a careful selection of conservation measures to be recommended.
- (5) Conservation efforts requested in the campaign should be perceived as fair. All members of the community should be asked or required to make sincere efforts to conserve.
- (6) The specific strategies comprising the campaign should rely, to the extent possible, on providing feedback on conservation efforts and providing economic and social incentives for conservation.

The research findings summarized herein suggest that conservation campaigns can succeed only if the content and form of conservation messages are carefully designed and disseminated through effective communication channels. The content must clearly articulate the desirable conservation behaviors and justify the need for them. The means for delivering the messages must make maximum use of person-to-person communication through local media personalities, leaders, and citizen advisory groups. Clearly, the success of the drought media campaign in Southern California can be attributed to the content and effective communication of conservation messages. Information campaigns without these elements are likely to fail.

ACKNOWLEDGMENTS

The research on which this paper is based was sponsored by the Metropolitan Water District of Southern California. The statistical analyses were prepared by the author in cooperation with Ms. Eva Opitz of Planning and Management Consultants, Ltd.

REFERENCES

- Berk, R. A., T. F. Cooley, C. J. LaCivita, S. Parker, K. Sredl, and M. Brewer, Water Shortages: Lessons in Conservation from the Great California Drought, Abt Books, Cambridge, Mass., 1981.
- Boland, J. J., B. Dziegielewski, D. Baumann, and E. Opitz, Influence of price and rate structures on municipal and industrial water use, IWR Report 84-C-2, U. S. Army Corps of Engineers Institute for Water Resources, Fort Belvoir, Va., 1984.
- Bruvold, W. H., Consumer response to urban drought in Central California, NSF Grant, Univ. of California, Berkeley, Ca., 1978.
- Bruvold, W. H., Residential response to urban drought in Central California, Water Resources Research, 15(6), 1297-1304, 1979.
- Chesnut, T. W. and C. N. McSpadden, Statistical analysis of water demands during the current drought, A report to the Metropolitan Water District of Southern California, Los Angeles, Ca., 1989.
- Cook, S. W., and J. L. Berrenberg, Approaches to encouraging conservation behavior: A review and conceptual framework, Journal of Social Issues, 37(2), 73-107, 1981.
- Darley, J. M., and J. R. Beninger, Diffusion of energy-conserving innovations, Journal of Social Issues, 37(2), 150-171, 1981.
- Dziegielewski, B., D. D. Baumann, and J. J. Boland. Evaluation of drought management measures for municipal and industrial water supply, IWR Report 83-C-3, U.S. Army corps of Engineers, Institute for Water Resources, Fort Belvoir, Va., 1983.
- Dziegielewski, B., J. DeWitt, and H. Garbharran, Consumer response to drought, Research report submitted to the Metropolitan Water District of Southern California, Planning and Management Consultants, Ltd., Carbondale, Ill., 1988.
- Hoffman, M., R. Glickstein, and S. Liroff, Urban drought in the San Francisco Bay area: A study of institutional and social resiliency, Journal, American Water Works Association, 71(), 356-363, 1979.
- Opitz, E. M., and B. Dziegielewski, Consumer response to the drought media campaign in Southern California, Research reported submitted to the Metropolitan Water District of Southern California, Planning and Management Consultants, Carbondale, Ill., 1989.
- Sims, J. H., D. D. Baumann, J. J. Boland, K. Alley, and B. Kranzer, Consumer adoption of water conservation, Southern Illinois Univ., Carbondale, Ill., 1982.
- Watkins, G. A., A sociological perspective on water consumers in Southern Florida households, Water Resources Research Center, Publication no. 18, University of Florida, Gainesville, 1972.
- White, G. F., Formation and role of public attitudes, in Environmental Quality in a Growing Environment, edited by Henry Jarrett, Johns Hopkins Press, Baltimore, Md., 1966.

HACIA UN MANEJO INTEGRAL DEL AGUA

Eduardo Gánem Musi. Oficina Regional para América Latina y el Caribe.
Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente
Presidente Masaryk 29-5. México, 11570 D.F.

RESUMEN

Dos razones hacen del agua un recurso natural único. Una, que es esencial para la vida humana. Y la otra, que su cantidad total en el planeta es constante y no puede aumentar (como el bosque o los mariscos) ni disminuir (como el petróleo o el carbón).

A nivel mundial, la cantidad de agua dulce es mayor a su demanda tanto presente como futura. El problema es que tiende a no haber donde se necesita, o cuando se necesita, o en la calidad en la que se necesita.

Cada día es más difícil satisfacer la sed de los seres humanos y cubrir las necesidades de agua para la agricultura y la industria, sin perjudicar el recurso de agua dulce disponible en el planeta. El PNUMA, desde sus inicios, ha promovido un programa para el manejo ambientalmente sostenible del agua.

Como resultado del desarrollo socioeconómico de las cuencas fluviales, de la gestión y el desarrollo de los recursos hídricos y de los impactos ambientales asociados, los ecosistemas de agua dulce se están volviendo cada vez más complejos en sus dimensiones estructurales, espaciales y temporales.

Esto significa que los impactos ambientales asociados con un cuerpo de agua deben considerarse a escala de toda la cuenca, lo que resulta de especial importancia en los sistemas de cuencas compartidas entre dos o más países⁺.

+ Parte de esta ponencia se basa en un artículo que escribió el Dr. László Dávid (difunto), funcionario del Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente, titulado "Gestión ambientalmente sostenible de los recursos hídricos".

PRINCIPIOS PARA UNA GESTION AMBIENTALMENTE SOSTENIBLE DEL AGUA

La disponibilidad natural de los recursos hídricos en una cuenca no siempre satisface las necesidades crecientes de agua para el desarrollo socioeconómico de la población asentada en la propia cuenca y las limitaciones impuestas por una gestión ambiental. En consecuencia, es necesario mantener un equilibrio entre el abastecimiento natural, la demanda de agua y los requisitos ambientales. Este equilibrio puede alcanzarse y mantenerse mediante un desarrollo integrado y planificado de la cuenca que permita el uso más eficiente de sus recursos naturales y al mismo tiempo facilite el desarrollo socioeconómico de su población.

El desarrollo de una cuenca -desde el punto de vista de la gestión del agua- puede dividirse en tres periodos consecutivos: el natural, el de desarrollo y el maduro o totalmente desarrollado*.

Durante el primer periodo, el natural, en la cuenca no existe una interferencia humana importante. Durante el siguiente periodo, el de desarrollo, la interferencia humana deliberada se presenta en forma gradual, pasando del nivel local al regional hasta abarcar a toda la cuenca. En este periodo, el flujo natural del agua se va regulando paulatinamente; las áreas de almacenamiento de agua y las volúmenes de agua transferidos entre cuencas vecinas aumentan; y las descargas de aguas residuales sobre los recursos hídricos de la cuenca -generadas por las actividades socioeconómicas de la población- se incrementan, deteriorando la calidad del medio ambiente en general.

Por último, en el periodo de madurez de una cuenca, sus recursos hídricos se encuentran totalmente regulados; el abastecimiento y la purificación del agua así como el tratamiento de los efluentes -municipales e industriales- forman un sistema unificado, en equilibrio dinámico con las condiciones socioeconómicas y ambientales. Las actividades se concentran en controlar la demanda de agua y en transferir grandes volúmenes de este recurso a las cuencas vecinas.

Conforme progresa el desarrollo de la cuenca, aumenta la necesidad de llevar a cabo una gestión ambientalmente sostenida de sus recursos hídricos. Sin embargo, desde la primera etapa del segundo periodo de

* L. Dávid, "River basin development for socio-economic growth". *The Proceedings of the UN Interregional Seminar on River Basin and Interbasin Development*. Vol. I, Natural Resources/Water Series No 6, Naciones Unidas, Nueva York y Budapest, 1976.

desarrollo de la cuenca, surge ya la necesidad de este tipo de gestión en la mayoría de las cuencas.

El concepto sobre la gestión ambientalmente sostenible del agua fue esbozado hace poco por Sewell y Biswas[●], quienes lo basaron en los siguientes componentes básicos:

- ① La adopción de un punto de vista general.
- ② La búsqueda de la gama más amplia posible de opciones.
- ③ El reconocimiento de que el recurso agua es un bien económico.
- ④ El empleo de la cuenca como una unidad en las diversas fases de la gestión del agua.
- ⑤ La participación del público en la planificación y en el desarrollo de políticas.
- ⑥ La evaluación de los impactos ambientales.
- ⑦ La evaluación de los efectos sociales.

Como se deduce de lo anterior, todas las actividades de la gestión ambiental del agua deben encaminarse a cumplir tanto los objetivos socioeconómicos como los ambientales.

La puesta en marcha de una gestión ambiental del recurso agua es una actividad a largo plazo la cual debe incorporarse al proceso de desarrollo integrado de toda la cuenca, tomando en cuenta las interrelaciones dinámicas entre el agua, la tierra, la energía, el clima y la biota; considerando la evaluación, monitoreo, elaboración de políticas ambientales y la planeación; y estableciendo actividades para el diseño y la construcción, la operación, el mantenimiento y la rehabilitación de obras.

● W.R. Derrick Sewell y Asit K. Biswas, "Implementing environmentally sound management of inland waters". *Resources Policy*, Vol 12, No 4, diciembre 1986, pp 293-306.

ACTIVIDADES PARA UNA GESTION AMBIENTAL DEL AGUA

Una gestión ambientalmente sostenible de los recursos hídricos puede llevarse a cabo mediante un gran número de actividades, entre las cuales caben destacar las siguientes:

- Control de las de las descargas de aguas residuales puntuales y no puntuales, incluyendo la disposición adecuada de las aguas residuales y de las aguas tratadas. Los contaminantes -principalmente los provenientes de actividades industriales y agrícolas- deben ser controlados, en lo posible, en la fuente de su generación, y debe ser responsabilidad de los usuarios de tales sustancias asegurarse de que no se descarguen en el medio ambiente donde pueden causar daños irreparables.
- Abastecimiento apropiado del agua, proporcionando el tratamiento requerido según sus usos; proporcionar saneamiento básico a la población y el tratamiento de los efluentes, previo a su disposición final. Esta actividad esta principalmente enfocada a proteger la salud de la población y prevenir la degradación de los recursos hídricos -subterráneos y superficiales- de la cuenca.
- Desarrollo controlado de la urbanización, la recreación y la industrialización en la cuenca, poniendo atención especial en la capacidad de asimilación de los cuerpos de agua.
- Control efectivo en el manejo de herbicidas y fertilizantes químicos en la agricultura.
- Adopción de tecnologías apropiadas para el uso del agua que incluya el reuso de las aguas residuales.
- Establecimiento de un sistema legal e institucional apropiado, con los poderes adecuados y en el que intervengan las autoridades y las organizaciones locales, nacionales y regionales pertinentes. Este sistema puede incluir medidas tendientes a lograr la armonización de la legislación nacional, la adopción de acuerdos regionales que fomenten la cooperación, así como la puesta en marcha de los acuerdos globales existentes.
- Desarrollo de un sistema de monitoreo, evaluación y vigilancia del medio ambiente de la cuenca, poniendo especial importancia a la calidad y la cantidad del agua existente; a los patrones de uso del suelo, evaluando sus posibles efectos sobre los cuerpos de agua superficiales y subterráneos; a los procesos que pudieran presentar

valores extremos, tales como escurrimientos, inundaciones, sedimentaciones, sequías, y variaciones extremas en la calidad del agua; y a los impactos sociales relacionados con el agua -en especial sobre los aspectos de salud.

- Operación de programas interdisciplinarios de investigación y capacitación, y puesta en marcha de un programa de información pública y de participación ciudadana, lo que contribuirá a la gestión ambiental del agua.

LA LABOR DEL PNUMA

Durante más de doce años, las actividades relacionadas con los recursos hídricos emprendidas por el sistema de las Naciones Unidas se han basado en el Plan de Acción de Mar del Plata preparado por la Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Agua en 1977. Desde entonces, diversas actividades se han emprendido en relación con algunos aspectos del Plan de Acción, principalmente en lo relativo al abastecimiento del agua potable y el saneamiento básico.

En la tercera etapa del Programa Hidrológico Internacional, por su parte, se ha promovido el enfoque científico integrado de la ordenación de los recursos hídricos y se han apoyado la capacitación y la transferencia de tecnologías. Sin embargo no se han hecho avances considerables en las esferas de la vigilancia y la evaluación de los recursos hídricos, que son imprescindibles para lograr una gestión ambientalmente sostenible de los mismos.

Aunque muchos gobiernos han elaborado políticas nacionales sobre el recurso agua, en la mayoría de los procesos de planificación todavía no se vinculan debidamente la ordenación de los sistemas terrestres y los programas nacionales de desarrollo.

En el PNUMA consideramos que es posible resolver este grave y generalizado problema y establecer modelos para lograr la cooperación entre los gobiernos respecto de las cuencas internacionales. Ese enfoque es uno de los fundamentos de los planes de acción para la ordenación ambientalmente sostenible de las aguas interiores, cuyos objetivos son:

- ① Aplicar métodos y establecer redes para evaluar la cantidad y la calidad del agua de las cuencas.
- ② Aplicar métodos adecuados para predecir y evaluar las repercusiones ambientales de los proyectos de aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas.

- ④ Lograr la planificación, aprovechamiento y control ambientalmente sostenible de los recursos hídricos, sobre todo en las cuencas subregionales, regionales e internacionales y contribuir a conciliar los distintos tipos de aprovechamiento.
- ④ Aplicar métodos racionales, incluida la gestión de la demanda, para reducir las pérdidas de agua y los daños causados por inundaciones, la salinidad, el anegamiento y otros peligros ambientales en los sistemas de riego.
- ④ Aplicar métodos de aprovechamiento de los recursos hídricos en la construcción de presas, la obtención de la energía hidroeléctrica, la pesca, los usos industriales y las obras públicas.
- ④ Fortalecer las infraestructuras nacionales y promover la participación ciudadana en el aprovechamiento, ordenación, utilización, control y protección ambientalmente sostenible de los recursos hídricos y de los ecosistemas de agua dulce.

La estrategia del sistema de las Naciones Unidas tiene como fin garantizar la ordenación adecuada, el aprovechamiento duradero y el control eficaz de las aguas superficiales y subterráneas en todos los países y, en particular, prevenir la falta de agua, restablecer o mantener la calidad del agua y proteger los ecosistemas de agua dulce, así como su potencial pesquero.

El sistema de las Naciones Unidas promoverá el aprovechamiento integrado de las cuencas y se esforzará por alcanzar un equilibrio ambiental sostenible entre los proyectos de gran escala y los de pequeña escala, sobre todo en los relacionados con el riego.

Se prestará especial atención a la capacitación de los encargados de la planificación y la ordenación de los recursos hídricos así como de los técnicos y demás personal especializado, a la creación y fortalecimiento de instituciones gubernamentales y no gubernamentales y al fomento y facilitación de la participación en estas cuestiones de las comunidades que puedan verse afectadas por las obras de los grandes proyectos hidráulicos.

El PNUMA velará por el aprovechamiento sostenible de los sistemas de agua dulce por medio de su programa para el desarrollo de planes de acción para las aguas interiores. Se prestará especial atención a la integración de los aspectos ambientales en el aprovechamiento y la ordenación de los recursos hídricos para armonizar los intereses del desarrollo socioeconómico y los del medio ambiente.

Asimismo, el programa se ocupará de la ordenación y evaluación ambientales amplias e integradas, y con él se tratará de armonizar, en el marco de los planes de acción, las necesidades en materia de ordenación de los recursos hídricos y las relacionadas con los suelos, los bosques, la fauna y flora silvestres, la pesca y demás recursos naturales.

En conclusión, el objetivo que persigue este Programa es el de proveer uan gestión ambientalmente correcta de los 33 mil kilómetros cúbicos de agua dulce que fluyen cada año desde la tierra hasta el mar. O, como bien dijera Parakrama Bahu I, Rey de Sri Lanka (1153-1186): "Que ni una gota de lluvia que cae sobre la tierra llegue al mar sin haber servido a la gente".

FEDERAL WATER CONSERVATION ACTIVITIES IN THE UNITED STATES

Cynthia Dyballa, Office of Policy Analysis
U.S. Environmental Protection Agency
401 M St., SW (PM-221)
Washington, DC 20460, USA

ABSTRACT

For the past ten years, U.S. federal government activity in the water efficiency has been minimal. But recent drought in many areas of the U.S., the need for expanded and higher quality water supply and wastewater capacity, and increasing competition for water resources between agriculture, municipal and environmental uses, have all drawn attention to water efficiency.

A few federal agencies have begun or expanded efforts to promote water efficiency, among them the Environmental Protection Agency (EPA), Bureau of Reclamation (BOR), and Army Corps of Engineers (ACE), each taking a different approach to their constituency. Several current proposals for federal water conservation legislation take the form of water efficiency standards, requirements for particular water projects, and amendments to current environmental law.

INTRODUCTION

Over twenty federal agencies have significant responsibilities for aspects of water management (Beecher 1989), roughly separated into water quality, water development and delivery, and water research. But only a few have a current interest in water conservation and efficiency. Federal efforts in the late 1970's by individual federal agencies and an interagency Water Resources Council virtually disappeared in the 1980's, and interest is only recently rekindling.

FEDERAL INTEREST IN WATER CONSERVATION

Water is used and managed very intensively throughout the U.S. Water use grew 75% in 25 years, reflecting population and per capita use increases and a growing economy. From 1960-1985 public water supply uses grew by 7%. Agricultural withdrawals, while declining somewhat in those five years, were over 80% of water consumed (Solley 1988). Irrigation alone was about one third of 1985 withdrawals (including withdrawals for power plants). About 31 billion gallons a day of

wastewater is returned to surface water in the U.S. (ACE 1991).

But these facts alone do not explain recent federal interest in more efficient use of water resources. Growing environmental concerns, such as instream flows for ecological protection and water deliveries to wetlands, must be balanced with concerns over the need for and costs (both local and federal) of increased water supply and wastewater treatment capacity, and the demands of agriculture. Shrinking government dollars raise federal budget concerns over water development and delivery subsidies.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY

EPA is primarily a regulatory agency, implementing several major pieces of federal environmental legislation, among them the Clean Water Act and Safe Drinking Water Act. Water regulations focus largely on local water supply and wastewater utilities and industry. EPA also provides substantial funds for wastewater treatment through capitalization of state revolving loan funds. Recently EPA has focused on ecological protection as well as water quality and public health.

As a result EPA's primary interest is municipal and industrial water conservation and wastewater reuse. Remaining nonpoint source pollution has led to recent interest in agricultural water efficiency (EESI 1991). EPA's interest in water conservation stems from concerns for water quality, instream flows, and aquatic resource protection, as well as the cost of implementing new environmental requirements for water supply and wastewater.

EPA's recently increased water conservation efforts focus on several areas: 1) technical assistance, primarily to communities; 2) education, primarily for local officials but also for the general public; 3) research on the effectiveness of new water saving technologies; and 4) integration of water conservation into ongoing EPA programs (Dyballa 1991). An in-house Water Conservation Task Force coordinates this effort.

Last year the program received \$500,000 in Congressional funds to fund twelve competitively selected water conservation projects across the U.S. By the end of 1991, EPA will have conducted three major workshops on water conservation: in 1990, primarily to train EPA staff in water conservation techniques; a May 1991 interagency discussion of agricultural water efficiency and environmental protection; and a planned fall 1991 National Governors Association effort aimed at state programs.

EPA's challenges in water conservation are many, among them whether to take the federal lead in education and technical assistance to communities, and how far, if at all, to go in incorporating water conservation requirements as conditions of its grant and permit programs. The appropriateness and breadth of an EPA water conservation policy is another issue. Increasing water efficiency while still obtaining environmental, wetland and instream flow benefits is of concern. Proposals to include water conservation in reauthorization of the Clean Water Act will receive great attention.

BUREAU OF RECLAMATION

BOR's historic role has been water supply development in the 17 western states, with virtually no

regulatory role. While some BOR water goes to municipal and industrial uses, the vast majority of deliveries from its 350 projects are for agricultural irrigation, and the bulk of its water contracts are with irrigation districts. BOR delivers water to over 10 million acre feet of irrigated cropland. California's Central Valley Project, the BOR's biggest, delivers 90% of its water for agriculture.

Reclamation law, under which BOR operates, has since 1962 required that most agricultural irrigation districts with water contracts prepare a water conservation plan. BOR has issued guidelines and regulations to support this effort. To date, most districts have filed a plan. But BOR has come under heavy criticism for approval of inadequate plans without specific timetables, goals, conservation measures, and updates (NWF 1991). Most contentious is the issue of whether irrigation districts should be required to actually implement these plans.

BOR has expressed interest in an expanded effort for agricultural water efficiency. BOR recently announced a new direction, from project construction to project operation and water resource management (BOR 1987). Water conservation, wetlands and water quality are targeted in this effort (Crossman 199). BOR is considering adopting a conservation initiative including: technical assistance and training for irrigation districts; a water conservation advisory center; use of BOR loan programs to support efficiency projects; and education. BOR will also explore the use of contract renewals to encourage conservation (EESI 1991).

Two other areas of BOR policy have implications for water conservation efforts: water transfers and water pricing. BOR's new policy will not stand in the way of voluntary transfers agreed to by both parties that are otherwise within Reclamation law and without serious third-party effects (BOR 1988). But BOR does not actively encourage transfers or development of water markets, and does not allow contractors to profit from transfer of conserved water. As a result, most transfers are short-term, within irrigation districts from one agricultural use to another.

BOR has long issued water contracts to irrigation districts at highly subsidized rates, interest-free. For example, before recent contract revisions BOR contract water in the Central Valley was as low as \$3.50/acre foot, compared to California's State Project water at \$130/acre-foot. Subsidies have been estimated at up to 86-98% of total BOR costs to date (Wahl 1989).

Challenges abound for BOR in the area of water efficiency. Since price affects water use, BOR has come under increasing pressure to raise water rates, to liberalize its policies to more actively promote water transfers, and to enforce water conservation plan requirements. Water efficiency also offers one potential solution for handling allocation during drought. Relationships with states on water allocation and efficiency are of concern.

ARMY CORPS OF ENGINEERS

A main focus of ACE, operating under the Water Resources Development Act, has been development of over 700 large multi-purpose surface water projects, primarily for municipal and industrial water supply. Many of these projects have been federally cost-shared, though not subsidized to the extent of BOR projects.

As a result, ACE's Institute for Water Resources (IWR) since the late 1970's has pursued water conservation research focused on municipal and industrial water use. This research has surveyed available information on water conservation (USACE 1980) and developed procedures for evaluating water conservation as part of water supply (USACE 1985). Current conservation efforts

focus on development of a computer model combining water demand forecasting and water conservation savings, and the role of water conservation in drought management.

The PC-based model, IWR-MAIN, has been used by communities for water demand forecasting for several years (ACE 1988). A current major revision includes development of a module that assesses the cost-effectiveness of various water conservation measures.

IWR is just beginning the second year of a national study of water management during drought, embarking on several case studies of drought management in river basins across the U.S. As part of this effort, both short and long term conservation alternatives will be evaluated.

ACE challenges include whether to move beyond a research role to more active promotion of water conservation among its clients, expand incorporation of water conservation into drought management and water demand planning, and more actively factor in water conservation into project planning and design.

OTHER FEDERAL AGENCIES

Other federal agencies have a role in water conservation efforts. The Soil Conservation Service of the U.S. Dept. of Agriculture develops technical guidelines, conducts research, and delivers on-farm technical assistance on agricultural management, including efficient water use and irrigation. The U.S. Geological Survey collects national information on all types of water withdrawal and use (Solley 1988) and funds occasional research projects on water conservation. The National Institute of Standards and Technology research program has conducted studies on both water and energy conservation.

UPCOMING LEGISLATION

A number of pieces of legislation introduced in Congress together signal potential change in federal water management, and a strong interest in water conservation as a potential solution to difficult environmental and water management problems.

Proposed Federal Water Conservation Legislation

In the 1989-1990 Congress, two pieces of federal water conservation legislation were introduced. Both were reintroduced this year.

The proposed National Plumbing Products Efficiency Act (Rep. Atkins, MA) sets national water use standards for several residential products: toilets, urinals, showerheads, and water faucets. Standards are similar to those already adopted in eleven states (Ranton 1991). Indoor water savings of 44-64% per household, and over time reduced per capita daily use by up to 15%, could result (Vickers 1989). Congressional hearings indicated widespread support of this measure, including the American Water Works Association (AWWA), with primary opposition from plumbing manufacturers.

The proposed Municipal and Industrial Water Efficiency Act (Sen. Fowler, GA) takes a broader, less regulatory view of the federal role in water conservation. It charges EPA with providing technical

assistance to communities through an Office of Water Conservation. It also makes water conservation activities eligible for federally-supported state revolving loan funds for wastewater treatment plant construction.

A third proposal (Sen. Graham, FL) requires least-cost planning for EPA or state wastewater treatment expansion permits, water supply development permits, and construction loans from state revolving funds. EPA would develop guidelines on the content of acceptable least-cost plans.

Clean Water Act and Safe Drinking Water Act

These two major pieces of national water resources legislation are both ready for reauthorization in 1992. Water conservation provisions to both these bills have been suggested.

Environmental groups have proposed that water conservation be included in the Clean Water Act. Their far-reaching proposal includes required best management practices for EPA permit applicants for both water supply and wastewater treatment expansion; least-cost planning requirements for local utilities; expansion of federally-supported state revolving loan funds to cover water conservation activities; state review of local water and sewer rates to encourage adoption of conservation pricing; and national water-efficient plumbing standards. AWWA supports the concept of a national voluntary effort in water conservation, through the Clean Water Act or Safe Drinking Water Act.

Proposed Amendments to Water Projects

The proposed Central Utah Project Completion Act (HR 1306) provides funds to deliver Colorado River Basin water to Utah agriculture and the Salt Lake City area, and sets out innovative conservation and financing requirements. All project water users must develop plans to save at least 25,000 acre feet/year within 15 years. A new state advisory board would recommend minimum conservation standards and measures for water users to meet these goals. Those failing to submit a plan or achieve the goals are subject to 5-15% surcharges on their already substantial project payments, the local share being raised to 35% of remaining project financing. This bill passed both the House and Senate last year. Final adoption has been held up as the bill was tied to a larger Reclamation Reform Act that did not pass the Senate.

The proposed Central Valley Improvement Act authorizes the sale of some BOR project water directly to California's urban areas, and allows transfer of BOR water within the state. Agricultural users meeting water conservation goals receive favorable treatment in obtaining water contract renewals.

RELATIONSHIP OF FEDERAL PROGRAMS

The 1980's have seen little formal coordination of federal water conservation or water management policy. Instead, each agency has pursued its specific mission with its constituents, with the unfortunate occasional result of conflicting policy messages to states and local governments. A few efforts to improve coordination have begun, among them: a joint EPA/BOR interagency coordinating committee to discuss environmental issues, a recent workshop on agricultural water efficiency (EESI 1991), and cooperation on drought management studies (ACE 1991).

Recently a number of outside groups have identified the need for greater federal consistency in water conservation policy and water management policy. AWWA supports development of a national water conservation policy. The Western Governors Association (WGA) has recommended a White-House level interagency water policy group (WGA 1989), and the Interstate Council on Water Policy a President's Council on Water with state and regional representation (ICWP 1990), both with the goals of more unified federal water policy and greater state-federal coordination. WGA has also called for increased state and efforts in water efficiency and a more liberal federal policy toward transfer of federally-supplied water (WGA 1987). Environmental groups have also called for a national water conservation policy and greater federal interagency water policy coordination.

ISSUES FOR THE FEDERAL GOVERNMENT

Confusion exists between federal support for water conservation efforts and what that means for the more difficult and broader issues of the relationship between water quality and quantity. Significant tension also exists around the relative roles of the federal and state governments; this is complicated by differences in how eastern and western states laws treat water conservation.

The issue of a unified federal water conservation and management policy has already been raised. Another question is to what degree the federal government employs regulation, technical assistance, pricing and/or economic incentives as different techniques to stimulate water conservation efforts.

NOTE

Opinions expressed here are those of the author alone, and do not represent EPA programs, policies, or positions.

REFERENCES

- Beecher, J. and Laubach, A. (1989)
Compendium on Water Supply, Drought and Conservation. Columbus, OH: National Regulatory Research Institute.
- Crossman, J. (August 1990)
The Relationship Between Water Conservation, Water Quality and Wetlands-A New Direction for the Bureau of Reclamation. Denver, CO: Conserv'90 Proceedings, American Water Works Association.
- Dyballa, Cynthia (April 1991)
Water Conservation Education and Outreach in the U.S. Chihuahua, Mexico: Proceedings of International Symposium on Hydrology and Water Resources Education and Training.
- Environment and Energy Study Institute (May 1991).
Transcript for Agricultural Water Conservation for Environmental Benefits Conference. Washington, DC: EESI.
- Interstate Conference on Water Policy (Feb. 1990 draft)
Toward National Water Policy Coordination: The Challenge of Improving Intergovernmental Relations. Washington, DC: presented at ICWP Seminar.
- National Wildlife Federation (1991).
Gathering Dust. Washington, DC: NWF.
- Ranton, J. (June 1991)
Water Efficient Plumbing Fixture Legislation. Portland, OR: Portland Bureau of Water Works.
- Solley, W., Merk, C. and Pierce, R. (1988)
Estimated Use of Water in the U.S. in 1985. Washington DC: U.S. Geological Survey Circular 1004.
- U.S. Bureau of Reclamation (1987)
Assessment '87. Washington DC: U.S. Government Printing Office.
- U.S. Bureau of Reclamation (1988)
Voluntary Water Transfer Policy. Washington DC: Dept. of Interior.
- U.S. Army Corps of Engineers (1980)
The Evaluation of Water Conservation for Municipal and Industrial Water Supply Procedures Manual. Ft. Belvoir, VA: Institute of Water Resources Report 80-1.
- U.S. Army Corps of Engineers (1985)
Handbook of Methods for the Evaluation of Water Conservation for Municipal and Industrial Water Supply. Ft. Belvoir, VA: IWR Report 85-3.
- U.S. Army Corps of Engineers (1991)

The National Study of Water Management During Drought: Report on the First Year of Study. Fort Belvoir, VA: IWR Report 91-NDS-1.

Vickers, A. (June 1989)

Potential Water Savings and Related Benefits from Proposed National Water Use Efficiency Standards for Plumbing Fixtures. Los Angeles, CA: presented at 1989 American Water Works Association annual conference.

Wahl, Richard (1989)

Markets for Federal Water: Subsidies, Property Rights and the Bureau of Reclamation. Washington DC: Resources for the Future.

Western Governors' Association (1987)

Water Efficiency: Opportunities for Action. Denver, CO.

Western Governors Association (1989)

White Paper on Federal Water Policy Coordination. Denver, CO.

EL AGUA EN LOS TIEMPOS DEL COLERA

Ing. Oscar Cáceres López, Asesor Técnico, Sociedad Pachamama - Perú.

"No se puede edificar ninguna obra de salud sobre cimientos sin sanear; los servicios de asistencia médica y de hospitalización son asuntos de la mayor importancia, pero no se darán nunca abasto si se edifican sobre las arenas movedizas de un saneamiento deficiente".

Dr. Abel Wolman

INTRODUCCION

El agua, esa desconocida, como la denominada el Profesor José Martiniano en Azevedo Netto en su magnífico libro "Quod Vide", no incluye, entre las 33 sustancias que la componen, a la diversidad de microorganismos que causan enfermedades. Las bacterias, virus, protozoos y helmintos se encuentran en el agua, porque el hombre, de una u otra forma, permite y facilita que se vierta a través de sus desechos, en cantidades significativas y más que suficientes para dar origen a tales enfermedades.

Lamentablemente, en el Perú, estas prácticas, por su antigüedad y frecuencia, se han generalizado tanto que hasta podría decirse que casi se las acepta como una costumbre normal y rutinaria, de suerte que las voces de rechazo o de protesta son cada vez menores. Por todo ello no es de extrañar que las consecuencias las hayamos sentido en carne propia los peruanos, con la llegada y rápida difusión de la epidemia del Cólera. Si bien es cierto que se han hecho significativos esfuerzos para combatirla y que se ha contado incluso con una importante ayuda internacional en medicamentos, es todavía incierto el futuro de esta enfermedad en nuestro medio.

DATOS GENERALES DEL PERU

Para poder apreciar las razones por las que apareció la epidemia del cólera en el Perú, es preciso tener en cuenta algunas consideraciones de orden geográfico, demográfico y sanitario.

En primer lugar, el área territorial del Perú es de 1'285,212 m²; su población actual se acerca a 22 millones de habitantes, de los cuales el 67% corresponde a población urbana y el 33% a población rural. Según datos requeridos al año 1981, sus habitantes se encuentran agrupados en 63,666 poblaciones, de las cuales 43,819 están catalogadas como dispersas por tener menos de 100 habitantes; 19,375 como poblaciones rurales y 472 como poblaciones urbanas.

En segundo lugar, el ritmo de crecimiento poblacional en el Perú, es elevado (2.6% al año) a pesar que este se da con altas tasas de natalidad y mortalidad, siendo lo más notorio que estos altos índices de nacimientos y muertes se dan en los sectores de más escasos recursos.

En tercer lugar, el estado del saneamiento ambiental en el país es bastante deficiente; esta situación se debe a que, desde hace dos décadas, se ha descuidado mucho aspectos fundamentales como los de agua, alcantarillado, contaminación de cursos de agua, disposición de residuos sólidos, contaminación de los alimentos, y propagación de insectos y roedores.

Un análisis sucinto de la situación de estos componentes del saneamiento ambiental, es el siguiente:

a) El agua de consumo humano

Actualmente, el 27% de la población urbana y el 18% de la rural no cuenta con servicios de agua potable intradomiciliario; de ahí que la población urbana no servida, se ve en la necesidad de consumir agua abastecida a través de camiones cisternas que no garantizan la calidad del líquido que conducen. Así mismo, la mayoría de los servicios proveen de agua de dudosa calidad bacteriológica, debido a los frecuentes cortes en el suministro, fallas en la operación de las plantas, fugas en las redes y falta de vigilancia de su calidad.

b) Disposición de las excretas

Actualmente sólo el 52% de la población cuenta con un sistema de disposición de excretas; el 47.3% restante las disponen al aire libre. Esta lamentable realidad no requiere de mayores comentarios.

c) Contaminación de cursos de agua

El sistema de alcantarillado del país descarga los desagües a los cursos de agua (ríos, lagos, mar) y sin tratamiento alguno, un volumen anual de 800 millones de metros cúbicos de aguas servidas, corresponden a Lima Metropolitana 500 millones y al resto del país 300 millones. En el caso de la capital de la República, esas aguas servidas se vierten en zonas de pesca artesanal y en las playas donde, en la época de verano, los pobladores hacen recreación balnearia.

d) Contaminación de alimentos

Se estima que en el país, 4,000 hectáreas de terrenos agrícolas son regados con aguas residuales crudas. De ellas, sólo en Lima existen aproximadamente 1,300 hectáreas donde se cultivan y riegan, en estas condiciones, verduras de consumo crudo, a pesar que la legislación existente prohíbe esa práctica.

e) Residuos sólidos

La producción diaria de basura en la ciudad de Lima es de 4,000 Ton/día, de las cuales se recolectan 3,000 Ton/día. En el resto del país se generan 3,500 Ton/día, se recolectan 2,000 Ton/día y queda en la vía pública 1,500 Ton/día. Como se puede apreciar, esta recolección de residuos sólidos es sumamente deficiente.

f) Insectos y roedores

Actualmente se encuentra en expansión el paludismo, fiebre amarilla, leishmaniasis y chagas. En cuanto a roedores, los estudios indican que en el país existe entre 5 a 6 ratas por habitante.

APARICION Y DESARROLLO DE LA EPIDEMIA

En este marco ambiental sanitario, los medios de comunicación dieron cuenta que el 23 de Enero del año en curso, se había presentado en el Puerto Chimbote una "enfermedad rara" que estaba afectando a un gran número de personas, con fuertes diarreas y vómitos pero con ausencia de fiebre. Este hecho movilizó a las autoridades sanitarias, las que, luego de algunos días, señalaron que se trataba de la enfermedad denominada "la cólera". Pocos días después, en el Puerto de Chancay, 360 km al sur de Chimbote, se presentaba la misma enfermedad que no fue determinada en forma específica en sus inicios, debido a que, por lo menos en el presente siglo, no se habían dado casos en el país.

De ahí para adelante la enfermedad llegó al puerto de Callao, la ciudad de Lima y después al resto del país. A la fecha, se han detectado más de 200,000 casos con más de 2,000 muertos. Actualmente el número de casos en la Costa y Sierra Peruanas ha bajado ostensiblemente debido a los esfuerzos realizados para combatirlos y al hecho de encontrarse estas zonas en época de invierno, pero en la zona de la Selva existe todavía una apreciable cantidad de casos. Sin embargo, todo hace pensar que cuando llegue nuevamente la época de verano, en las ciudades de la Costa habrá nuevamente una rebrote de la epidemia si es que no se toman urgentes medidas de prevención.

Es necesario destacar el hecho que el desarrollo de la epidemia del cólera en el Perú estuvo caracterizado por una gran incertidumbre y confusión inicial (se llegó a designar al *Vibrio cholerae* como virus, cuando es una bacteria), con gran despliegue informativo contradictorio en lo que respecta al origen del mal: ¿era el agua de mar y el pescado los que estaban contaminados?

¿o era la suciedad y falta de higiene de los alimentos y de las poblaciones las que favorecían su propagación?

La pregunta persiste hasta ahora, a pesar de que han habido inclusive misiones científicas extranjeras que han tratado de determinar el origen de la epidemia.

EL COLERA Y SU AGENTE ETIOLOGICO

El *Vibrio cholerae* es una bacteria que pertenece al género de los microbios oro-fecales, es decir que se contagia por la boca al ingerir líquidos o alimentos contaminados que contienen a esta bacteria. Al ingerir líquidos o alimentos contaminados por el *Vibrio cholerae*, en un periodo que va de horas a 3 días, la bacteria rápidamente se fija en el intestino delgado del paciente,

sin ingresar al torrente sanguíneo, motivo por el cual esta enfermedad no ocasiona fiebra. En el intestino se reproduce en grandes cantidades produciendo una toxina muy poderosa que irrita fuertemente el intestino, lo que causa diarreas incontrolables de color blanquecino (puede alcanzar en algunos casos hasta un litro por hora) (1), vómitos y rápida deshidratación con pérdida de grandes cantidades de sales minerales que son vitales para todo el organismo, conduciendo al debilitamiento del paciente y en casos severos a la muerte.

Una persona enferma puede eliminar hasta 1,000 millones de *Vibrios cholerae* por grama de heces, lo que significa que, en estado grave, puede excretar algo más de 10,000 millones de estas bacterias, y en estado convaleciente entre 100 y 100,000 *Vibrios* por gramo de heces.

La bacteria causante de la epidemia en el Perú ha sido la "*Vibrio cholerae* serogrupo 01, subtipo Inaba, biotipo El Tor". Esta bacteria puede sobrevivir entre 2 y 14 días en el agua potable a temperatura entre 20 a 30 grados centígrados, y hasta un mes a 4°C. En algunos lugares de Europa se ha visto que pueda vivir por años en aguas minerales o termales. En el agua de mar, el *Vibrio cholerae* sobrevive entre 6 a 60 días a temperaturas de 20 a 30°C, encontrándose frecuentemente en el fondo del mar, donde busca alojarse en el organismo de los crustáceos. Parece que los peces se contaminan al ingerir crustáceos y otros moluscos infectados.

Así pues, el *Vibrio cholerae* se disemina a través del agua de consumo humano, las manos, el suelo y los alimentos, siendo su dosis infectiva, según algunos autores, alrededor de 1,000 *Vibrios* por persona, aunque existen evidencias de que puede ser de 100 o menos, lo que, probablemente, es lo que ocurrió en el Perú ya que su población carecía de algún grado de inmunidad para este mal. De esta forma, en un caso extremo, un portador podía llevar tantas bacterias como para afectar a un millón de personas(2).

MEDIDAS QUE SE DICTARON Y ERRORES EN QUE SE INCURRIO

Determinada la enfermedad, el Ministerio de Salud dio las primeras recomendaciones a la población (no comer pescado ni verduras crudas; hervir el agua durante 10 minutos antes de usarla, echar 5 gotas de hipoclorito de sodio por litro de agua, lavarse bien las manos antes de preparar e ingerir alimentos, no comer comida de los vendedores ambulantes, no bañarse en el mar, etc.).

El primer error en que se incurrió fue el de señalar, inicialmente, que no se consuma pescado ni mariscos. La indicación debió ser la de no comer pescado ni mariscos crudos, especialmente el "ceviche" que es una deliciosa comida nacional a base de pescado o mariscos crudos, macerados en jugo de limón. El impacto que trajo esta primera recomendación fue significativo porque se redujo drásticamente el consumo interno del pescado, y su exportación prácticamente quedó nula. Frente a este hecho, el Ministro de Pesquería, e inclusive el Presidente de la República, aparecieron por televisión y en los medios escritos de información (el primero comiendo "ceviche" de un vendedor ambulante), tratando de convencer al público de que consuma pescado y mariscos. Como corolario de esto, se produjo una gran confusión entre el público que no sabía si atender a las recomendaciones del Ministerio de Salud o a las demostraciones del Presidente y del Ministerio de Pesquería. A los pocos días renunció el Ministro de Salud.

El segundo error, fue el de recomendar hervir el agua durante 10 minutos antes de consumirlo, como medio casero para su desinfección. Quienes así lo recomendaban, evidentemente desconocían el comportamiento de las bacterias de "*Vibrio cholerae*" en particular, frente a las formas físicas de desinfección (el hervido es una de ellas). Es indudable que sólo un limitado sector de la gente puso en práctica esta recomendación, no solamente por el alto costo de los combustibles en el país, sino también porque deben haber advertido que en esta acción de "Sancochar el agua",

durante los 10 minutos, se pierde por evaporación algo más de uno o dos minutos en la Costa, y 3 o 4 minutos en la Sierra, ya que ahí el agua hierve a menor temperatura. De esa manera se estará eliminando al bacilo del cólera y a otros microorganismos patógenos más que se encuentran en las aguas contaminadas(3).

El tercer error que se cometió fue el de recomendar que se eche 5 gotas de hipoclorito de sodio por cada litro de agua antes de consumirlo, sin tener en cuenta que en el país, el hipoclorito de sodio de uso casero (se vende en cojines de plástico como desmanche), en las diferentes marcas comerciales contiene una amplia gama de concentraciones de cloro libre que va desde 1.5 a 10%; así entonces, las 5 gotas por litro de agua recomendadas significaban en el primer caso una dosificación de 4.5 mgr/l y en el segundo de 31 mgr/l de cloro (lo recomendable es solamente 0.2 mgr/l, con lo cual las personas, al ingerir el agua si desinfectada, podían sufrir graves daños, especialmente las criaturas o, en el mejor de los casos, rechazarían el agua así tratada por su fuerte olor a cloro, perdiéndose confianza en estas medidas de control.

El cuarto error ha sido el de permitir que se continúe regando vegetales de consumo crudo con aguas hervidas sin tratar, debido a la fuerte presión de los agricultores hacia los organismos estatales encargados de hacer cumplir la prohibición; como consecuencia de ello, en la actualidad se continúa vendiendo verduras regadas con desagüe sin tratar, como si en el país no hubiera ocurrido nada.

CONCLUSIONES

1. Cuando la epidemia del cólera en el Perú, por fin sea vencida, debería por lo menos quedar en claro que el cuidado del medio ambiente y el adecuado manejo del agua y de los desechos es de vital importancia. También debería quedar entendido que la protección del medio ambiente es una inversión que sale a cuenta para el país.

2. Todo conduce a pensar que la epidemia del cólera se inició por la contaminación de las aguas de mar (descarga de desagüe domésticos) y de ahí se extendió a través de alimentos contaminados, sobre todo de consumo crudo, malos hábitos de higiene de la población, excretas al aire libre, acumulación de basura en las calles, etc. A esto se agrega el hecho que los desagües de los hospitales, donde se atendían a los enfermos del cólera, también descargan finalmente a los cursos de agua y al mar, cerrando de esta manera el ciclo para que esta enfermedad continúe propagándose.

3. Aunque parezca increíble decirlo, aun se persiste en permitir el riego de verduras de consumo crudo, con desagüe sin tratar.

4. A través de la reglamentación del Capítulo "De agua y alcantarillado", del recientemente promulgado Código del Medio Ambiente, se están proponiendo medidas conducentes a dar una mayor atención a los aspectos preventivos vinculados al cólera; estas medidas serían las siguientes:

a) Los servicios de agua potable y alcantarillado del país deben poner énfasis en los aspectos de manejo y disposición final de los desagües (que en la actualidad no existe). Para ello deben reorganizar su estructura, creando la Gerencia respectiva, dotada de los recursos necesarios.

b) Debe crearse en el Ministerio de Salud, el Programa de Vigilancia de los servicios de abastecimiento de agua de consumo.

c) Debe aplicarse el Artículo 288 del Código Penal, para aquellos que utilicen desagües crudos, domésticos o industriales, para el riego de vegetales de tallo corto, rastreros y tubérculos.

d) En los centros poblados con más de un establecimiento hospitalario, debe designarse a uno solo de ellos, con la finalidad de que en él se atiendan todos los casos de cólera y demás enfermedades de origen hídrico que se presentan en dicha población. En el respectivo local hospitalario debe construirse, obligatoriamente, una planta de tratamiento de desagüe, con la finalidad de efectuar la desinfección de las aguas servidas (eliminar microorganismos patógenos) mediante formas físicas o químicas, antes que se mezclen con el desagüe del resto de la ciudad y contamine playas o cursos de agua.

5. Es evidente que las medidas de control, integradas por el abastecimiento de agua de buena calidad y en cantidad suficiente; la adecuada disposición de las aguas servidas y las excretas, así como la prohibición del consumo de alimentos crudos, sólo constituirán adecuadas medidas preventivas si son complementadas con un campaña permanente de educación sanitaria, donde se señale a la población medidas de higiene, sencillas, claras y comprensibles.

BIBLIOGRAFIA

1. "Lo que debe saberse sobre el Cólera", Dr. Oscar Miró Quesada Cantuarias. Diario El Comercio. Lima-Perú.
2. "El control del Cólera", Ing. Ricardo Rojas Vargas. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente-CEPIS. 1991.
3. "Desinfección del Agua", Ing. Oscar Cáceres López. 1990.

LAS FUGAS DE AGUA EN TOMAS DOMICILIARIAS. UN PROBLEMA CON ORIGENES MÚLTIPLES

Miguel Angel Jiménez Juárez
Isaac Díaz Guerrero
Comisión Nacional del Agua
Cda. de Juan Sánchez Azcona 1723-10o. piso
Col del Valle, México, D. F. C. P. 03100

RESUMEN

Para dar efectividad a la consolidación de los organismos operadores de agua potable, es necesario establecer criterios para eliminar las fugas de agua potable en los sistemas de abastecimiento.

De un análisis efectuado en seis grandes ciudades de México, se tiene que el 67% de las fugas se presentan en las tomas domiciliarias, el 19% en la red secundaria y el 14% restante en la red primaria.

Por otra parte, se estima existen cerca de 9 millones de tomas domiciliarias, de las cuales aproximadamente 6 millones pueden presentar problemas, siendo los más destacados: materiales y accesorios no normalizados; deficiencia en la instalación de la toma y eliminación de la fuga; y, falta de especificaciones para selección y adquisición de materiales y recomendaciones de instalación, que consideren las características de la localidad. Asimismo, se requerirá instalar cerca de 5 millones de tomas para cubrir, al menos, el 95% del nivel de servicio.

Por lo tanto, se pretende despertar el interés de los responsables de manejar los sistemas de la importancia que tiene la eliminación de las fugas en las tomas domiciliarias, donde los beneficios se verán reflejados en el servicio que se da a sus habitantes.

1. INTRODUCCION

El abastecimiento de agua a las ciudades se dificulta cada vez más por la creciente diferencia entre los caudales que es posible suministrar y los que se requieren para satisfacer las necesidades de los usuarios, ya que los sistemas de distribución presentan pérdidas de agua potable generados por diversos factores, pérdidas que generalmente representan la diferencia entre la medición de la cantidad del agua suministrada al sistema y el volumen de agua considerado como base para la facturación y cobro de los servicios.

Se estima que aproximadamente el 30% de los volúmenes que se suministran se pierden por fugas en las tomas, por lo tanto, esas fugas de agua tienen trascendencia social y económica en la

población, ya que se trata de agua que ha sido captada, conducida, potabilizada y distribuida, con el consecuente costo, y que se pierde por fallas en el sistema de distribución.

Actualmente existen instaladas en el país, cerca de 9 millones de tomas domiciliarias de las cuales el 60% aproximadamente, presenta problemas cuyas causas de falla son atribuibles a diversas causas, sin embargo poco se ha hecho al respecto para erradicar el problema.

Ante estas circunstancias la Comisión Nacional del Agua (CNA), como parte del apoyo a la consolidación de los organismos operadores, ha emprendido acciones tendientes al uso eficiente del recurso, en las que, las tomas domiciliarias juegan un papel importante.

2. ANTECEDENTES

La toma domiciliaria es la parte de la red por medio de la cual el usuario dispone de agua en su propio domicilio, está constituida básicamente por dos partes, que son: el ramal cuya función es derivar el agua de la red distribución hacia la instalación intradomiciliaria; y, el cuadro en el que se instala el medidor y permite llevar a cabo las maniobras de mantenimiento que se tengan que realizar en la toma domiciliaria.

La importancia de las acciones a este respecto, radica en el número e incidencia de fugas que se presentan en los elementos de la toma, ya que de un análisis efectuado en seis grandes ciudades, entre ellas la ciudad de México, Monterrey, León y Querétaro, se obtuvo que el 67% de las fugas se presentan en la toma domiciliaria, el 19% en la red secundaria y el 14% restante en la red primaria.

Tomando en cuenta estos parámetros al considerar el número de tomas domiciliarias instaladas en el país, que es del orden de 9 millones, se tendría que aproximadamente 6 millones de tomas presentan fugas, cuyas causas de falla son de diversa índole, como adquisición de materiales de calidad deficiente, manejo y almacenaje de los materiales, así como procesos inadecuados de instalación, prueba y puesta en operación de la toma.

3. SITUACION ACTUAL

Con el fin de conocer la situación que prevalece en los organismos operadores del país se llevó a cabo la investigación correspondiente en 12 ciudades, cuya población representa el 15% del total de las zonas urbanas.

Con base en la situación que predomina en las ciudades que fueron seleccionadas como muestra representativa, ha sido posible conocer y definir los principales problemas que originan las fugas en las tomas domiciliarias del país, cuyo resultado se presenta a continuación y se resume en el cuadro 1.

La antigüedad de las tomas, en algunos casos es superior a 50 años, por lo que la vida útil de los materiales ha sido rebasada, ocasionando que la tubería, uniones o conexiones integrantes de la toma fallen y causen pérdidas de agua que en la mayor parte de los casos no afloran a la superficie del terreno.

En lo que respecta a la conformación de las tomas domiciliarias, no existe homogeneidad, ya que en el 80% de los ramales y cuadros instalados se han empleado diversas combinaciones de materiales sin tomar en cuenta los aspectos de resistencia a la agresividad del suelo, condiciones de operación o calidad de los materiales ni la de vida útil, sino que solo se considera el más bajo costo inicial.

Con base en el análisis efectuado en la muestra de ciudades, se obtuvo que los materiales más utilizados para las tomas son: el polietileno (46%), cobre (27%), hierro galvanizado (18%) y plomo (9%).

Cabe indicar que en el 50% de las ciudades consideradas se ha empleado tubería de plomo para el ramal, y en el 10%, que corresponde principalmente al Distrito Federal, aún se continúa utilizando sin considerar los posibles daños a la salud que este material podría ocasionar.

Las causas de falla en las tomas domiciliarias como se ha indicado son múltiples, una de ellas, es la antigüedad de los materiales, sin embargo el problema se acrecenta cuando la operación del sistema es deficiente o se requiere efectuar tandeos, lo cual provoca que se causen sobrepresiones en las redes de distribución al encontrarse aire atrapado en las líneas.

Así mismo, el 45% de estos organismos reportan fugas en la tubería del ramal, causados por deficiencias en la construcción de la toma o en la calidad de los materiales, tales como: aplastamiento y rotura de la tubería por insuficiente profundidad; corrosión de la tubería por la agresividad del suelo; rajadura de la tubería al iniciar su operación; deficiente unión entre la tubería y los accesorios de conexión, los cuales en algunos casos son incompatible para instalarse con cierto tipo de tubería.

Por otra parte, se ha detectado que el 90% de las fugas de agua ocurren en el ramal, causadas principalmente por emplear materiales de dudosa o deficiente calidad, como es el caso de la manguera negra la cual viene sin marca, así como el empleo de tubería conduit de poliducto.

Al respecto, cabe indicar que en los organismos operadores además de que se desconocen las características técnicas de las tuberías que usualmente se emplean en la fabricación de tomas domiciliarias, se ignoran o no se comprueban los aspectos normativos de su fabricación, así como de los accesorios complementarios, ya que en el 90% de dichas ciudades no se

realiza ningún tipo de prueba o verificación a los materiales adquiridos, ni se corrobora que el material presente impreso el sello de la Norma Oficial Mexicana (NOM), el tipo de tubería, la clase y el nombre del fabricante, ni se solicita garantía por escrito del proveedor.

Otro factor que provoca que los materiales empleados sean de menor calidad o inadecuados para el fin y como resultado se generen pérdidas de agua, es que en algunos casos es el usuario quien adquiere los materiales para la toma, sin que el organismo operador le proporcione especificaciones concretas para ello, con lo que queda en libertad de elegir el material, optando generalmente por el bajo costo; esta circunstancia se presenta en el 25% de la muestra investigada.

Así mismo, los organismos investigados no cuentan con especificaciones precisas para la adquisición de tubería o accesorios para las tomas domiciliarias, ya que sólo el 20% de la muestra estudiada dispone de dichas especificaciones o recomendaciones.

En la mayor parte de los organismos operadores la decisión sobre las compras de los materiales, no dependen de las áreas operativas sino de las administrativas, quienes se fundamentan en el bajo costo y no en las características de los materiales, sin tomar en cuenta la opinión y experiencia de los operadores.

Por otra parte, del total de organismos seleccionados que actualmente llevan un programa de sustitución de tomas domiciliarias, en el 50% existe la tendencia a utilizar cobre, el cual indican es un material que presenta ventajas con respecto a otros, sin embargo su costo de adquisición e instalación es un poco más alto.

En materia de pérdidas, se ha llegado a estimar que cerca del 30% de los caudales suministrados se pierden en las tomas domiciliarias y que sólo el 42% de los 12 organismos investigados llevan a cabo programas permanentes de detección y eliminación de fugas visibles o no visibles.

Cualquiera que sean las causas que provocan las fugas en las tomas domiciliarias, el promedio obtenido en las ciudades seleccionadas es de alrededor de 120 fugas al mes, sin embargo en organismos como el del Distrito Federal se han llegado a presentar hasta 1050 fugas al mes.

Esto es sólo un ejemplo de los problemas que se presentan en los organismos operadores en cuanto a fugas de agua en las tomas domiciliarias, que si bien no se conoce con certeza el volumen de agua que se pierde por este elemento, acciones emprendidas por la CNA han llevado a determinar que en algunas ciudades las fugas alcanzan hasta el 40% del volumen total que se suministra.

4. ACCIONES EMPRENDIDAS

Ante la situación que prevalece en el país la CNA a través de la Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, ha elaborado el documento preliminar denominado "Guía para la Selección de Materiales e Instalación de Tomas Domiciliarias", que presenta aspectos de importancia para esta actividad, tales como: procedimiento de instalación; recomendaciones para rehabilitación y sustitución de tomas; y especificaciones para la adquisición de materiales.

Como parte integrante de la verificación de la calidad de las tuberías y accesorios que se emplean en las tomas domiciliarias, la CNA ha promovido y participado en los comités de revisión y actualización de fabricación de tuberías plásticas a fin de mejorar la calidad del producto, acción bien recibida por los fabricantes, motivados por la apertura comercial en México a fin de hacer competitivos sus productos en el mercado extranjero al ser compatibles con las normas internacionales.

Así mismo, fue necesario verificar la disponibilidad de materiales para la conformación de tomas domiciliarias, para ello se visitaron mercados, grandes ferreterías y comercios relacionados con el medio, detectándose:

Presencia de tubería de cobre tipo "L" flexible, de fabricación extranjera ofrecida a menor costo que la nacional.

La tubería de polietileno, solo se encontró sin marca y sin el sello NOM.

Solo en una de tres empresas que fabrican tubería de polietileno se pudo encontrar este material en existencia y disponible.

En cuanto a accesorios y piezas especiales existe gran variedad de marcas, sin embargo la falta de normatividad ocasiona que la conexión con la tubería no sean compatibles.

En este sentido la CNA en el afán de mejorar la prestación de los bienes y servicios, para que estos sean brindados en calidad como en cantidad, ha dado a conocer a los fabricantes la problemática que se presenta en el país, para que, conjuntamente se definan estrategias para erradicar los problemas ya indicados.

Por otra parte, y como un resultado importante de las acciones emprendidas por la CNA para conocer la situación que guardan las tomas domiciliarias, se le encomendó al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua llevar a cabo un estudio en la ciudad de Guaymas, Sonora, cuyos resultados ratifican las estimaciones hechas en cuanto a pérdidas de agua por las tomas domiciliarias en los sistemas.

En esta exposición se ha pretendido destacar los aspectos más sobresalientes de las causas de fuga en las tomas domiciliarias, así como de las acciones iniciadas por la CNA, en las que los organismos operadores son los principales protagonistas, ya que son ellos quienes enfrentan los problemas del suministro y falta de agua, por lo tanto deberán buscar en buena parte el fortalecimiento de sus organismos, mediante un carácter empresarial, mejorando la eficiencia de sus sistemas, lo cual deberá reflejarse fundamentalmente en el aprovechamiento de su principal insumo: el agua.

CUADRO 1 SITUACION ACTUAL DE LAS TONAS DOMICILIARIAS

NUMERO DE HABITANTES	3'100	1'000	480	150	420	260	220	350	150	800	600	800	
NUMERO DE TONAS	445,000	124,000	80,000	23,000	83,000	50,000	40,582	99,200	25,000	63,328	100,000	100,000	
DEMANDA EN INSTALACION DE TONAS							280/año			150/año	120/año	50/año	
QUEM ADQUIERE EL MATERIAL	EL ORGANISMO	EL ORGANISMO		EL ORGANISMO Y SE COBRA AL USUARIO	EL ORGANISMO	EL USUARIO	EL ORGANISMO	EL ORGANISMO	EL ORGANISMO	EL ORGANISMO	EL USUARIO	EL USUARIO	
MATERIALES EMPLEADOS EN LAS TONAS INSTALADAS	Fe.Go. 22% Cu 58% PEAD 20%	Fe.Go. 2% Cu 25% Pb 3%	Fe.Go. 10% Cu 10% Pb 10%	Cu y Fe.Go. 48% POLIETILENO 52%	Fe.Go. 10% Cu 30% POLIET. 20% PEAD 40%	Fe.Go. 80% Cu 15% Pb 8% POLIET. 5%		COBRE Cu POLIETILENO PEAD	Fe. Go. Cu POLIETILENO	Fe. Go. POLIETILENO	POLIET.(RAMAL) PLOMO A PETIC. DE USUARIO Fe.Go.(CUADRO)	PLOMO(RAMAL) Fe.Go.(CUADRO)	PLOMO(RAMAL) Fe.Go.(CUADRO)
ANTIQUEDAD DEL MATERIAL		Fe.Go. 1 año Cu 1 año Pb 30 años POLIET. 8 años	Pb 50 años Cu 40 años Fe.Go. 30 años POLIET. 25 años		75'-80' Fe.Go. y POLIETILENO 80'-86' Cu.					DESDE 1944-50	MAS DE 40 AÑOS (TONAS)		
PRINCIPALES CAUSAS DE FALLA		MALA CALIDAD DEL POLIETILENO, SOBREPRESIONES POR TANDON.	EN LA CONEXION DE LA ABRAZADERA.	MALA CALIDAD DEL POLIETILENO Y ACCESORIOS, ASI COMO INADECUADA INSTAL.	POR EDAD 70% PRESION 20% FALLA NAT. DE RELLENO 10%	EDAD 60% PRESION 15% CONST.DEF.10% INST.DEF. 15%	EDAD 60% PRESION 15% CONST.DEF.10% INST.DEF. 15%	DEFICIENCIAS EN LA INSTALACION Y MALA CALIDAD DEL MATERIAL.		EDAD ASEMTAMIENTOS	EDAD ASEMTAMIENTOS	EDAD ASEMTAMIENTOS	
PROG.DE DETECCION Y ELIMINACION DE FUGAS O RUJET. DE TONAS				SE TIENE CONTEMPLADO EN EL MEDIANO PLAZO.			NO			NO	NO	NO	
FRECUENCIA DE FALLAS POR TIPO DE TUBERIA		EL 90% DE FALLAS SE PRESENTAN EN TUBO DE POLIETILENO.	EN POLIETILENO POR MALA INSTALACION.	EL 90% DE FALLAS O CUREN EN LA TUBERIA DE POLIETILENO.	Cu 10% Fe.Go. 40% POLIET. 30% Fe.Go. 20% Cu 10% (CORROSION) POLIET. 70% (MALA CALIDAD Y BAJA RESISTENCIA)		175/MES			67/MES	45/MES	150/MES	
PROBLEMATICA EN ELIMINACION							FALTA DE CONTROL EN VALVALVAS DE RED			NINGUNA. SE CAMBIA EL RAMAL	NINGUNA. SE CAMBIA EL RAMAL	NINGUNA. SE CAMBIA EL RAMAL	
PRUEBAS EN LA ADQUISICION DE TUBERIA		NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	
TENDENCIA DE LA UTILIZACION DE MATERIALES	UTILIZAR COBRE	UTILIZAR COBRE	UTILIZACION DE UN SOLO TIPO DE TUBERIA. (PEAD) (polietileno de alta densidad)	UTILIZAR COBRE	UTILIZACION DE PEAD	UTILIZACION DE TUBERIA DE COBRE	UTILIZACION DE TUBERIA DE COBRE	UTILIZAR COBRE EN LA MAYOR PARTE DE LA CIUDAD. Y POLIETILENO DONDE HAYA BELLENO SANITARIO.	UTILIZAR COBRE EN LA MAYOR PARTE DE LA CIUDAD. Y FIERRO GAL. Y POLIET. EN ZONAS SIN PAVIMENTAR.	UTILIZACION DE TUBERIA DE POLIETILENO	UTILIZACION DE TUBERIA DE PLOMO	UTILIZACION DE TUBERIA DE PLOMO	

AFORO DE FUGAS EN TOMAS DOMICILIARIAS.

Leonel H. Ochoa Alejo.
Alfonso A. Camacho Castillo.
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Paseo Cuauhnáhuac # 8532, Jiutepec, Mor.
Tel. (91-73) 19-43-81, México.

RESUMEN.

Las fugas que ocurren en los sistemas de distribución de agua potable se clasifican en a) la red primaria y secundaria y, b) en las tomas domiciliarias. Generalmente, los gastos de fugas en tomas domiciliarias son pequeños, comparados con los que se presentan en la red principal. Sin embargo, si se considera el número de conexiones que existen en una ciudad y el porcentaje de ellas que presentan fugas, entonces el gasto total es de valor considerable.

En este artículo se presenta la cuantificación por sectores del total de fugas en tomas domiciliarias, que ocurren en la ciudad de Guaymas, Son. Asimismo, se describen la técnica indirecta de aforo que se utilizó en una muestra de 240 conexiones y el procedimiento a base de mediciones de presión, que se siguió para inspeccionar la ocurrencia de fuga en 225 tomas.

Los resultados indican que de las 17,420 tomas existentes, el 30 % tienen fuga y el gasto total perdido es de 114 l/s.

INTRODUCCION.

La cuantificación de fugas en un sistema de distribución de agua potable se puede estimar con base en medición de consumos y volúmenes de agua suministrados, o bien con muestreos aleatorios, aforando una parte de las fugas ocurridas. El primer caso permite una valoración global y proporciona las directrices generales para implantar los programas de control de fugas. El segundo caso establece una cuantificación más detallada del problema, localiza las zonas de la población que se encuentran más dañadas y da las bases para desarrollar los programas de reparación a corto plazo.

Actualmente en la ciudad de Guaymas existen pérdidas por fugas en el sistema de distribución agua potable y según registros de las brigadas de reparación se calcula que el mayor porcentaje de dichas pérdidas se escapa por fugas en tomas domiciliarias. Por esta razón, se decidió realizar un estudio para cuantificar las fugas en estas conexiones domiciliarias y establecer un plan de emergencia de reparación de ellas.

En este artículo se describe las técnicas de muestreo, aforo e inspección de fugas y se muestran los resultados obtenidos en el estudio.

TRABAJOS PRELIMINARES.

Información de partida.

La información que sirvió de partida para hacer la evaluación de fugas en las tomas domiciliarias fue la siguiente:

- a) Padrón de usuarios de tomas domiciliarias.
- b) Plano de la red de agua potable.
- c) Plano de la Ciudad.
- d) Estadísticas de ocurrencia de fugas.
- e) Funcionamiento de la red para la distribución de agua.

Con estos datos proporcionados por el Organismo Operador se encontró que el número total de tomas domiciliarias es de 17,420, distribuidas en 15 sectores.

Se realizó una encuesta durante 2 meses (Marzo y Abril) de las fugas que repararon 4 brigadas, resultando un total de 91 reportes, de los cuales el 89% corresponden a fugas en tomas domiciliarias y 11% a fugas en la red. Por lo tanto, se observa que hay una alta incidencia de fugas en las tomas.

Es importante decir que el funcionamiento hidráulico del sistema es discontinuo, por lo que fue necesario solicitar el programa correspondiente al Organismo Operador.

Obtención de la muestra.

Se realizaron dos muestreos estadísticos estratificados con proporciones (Des Raj 1980). Los muestreos se utilizaron para: a) Inspeccionar la ocurrencia de fugas en tomas domiciliarias seleccionadas aleatoriamente y, b) Excavar tomas domiciliarias con fugas, para aforarlas.

Los resultados por sectores y el procedimiento de muestreo se presentan en el cuadro 1, de donde se obtuvieron los tamaños de las muestras siguientes:

- muestra "A" igual a 225 tomas por inspeccionar (nivel de confianza del 95% y error del 5%).
- muestra "B" igual a 241 tomas por aforar. (nivel de confianza del 91% y error del 5%).

El nivel de confianza menor en el segundo caso se debió exclusivamente a que, el número de tomas por excavar resultante incrementaba significativamente los trabajos y el tiempo para realizar los aforos, por lo que se consideró que la confianza obtenida de más no justificaba el aumento del trabajo.

La selección del domicilio de los usuarios de las tomas por inspeccionar se hizo usando una tabla de números aleatorios en forma conjunta con el padrón de usuarios de la ciudad. En el caso de las tomas aforadas, éstas se escogieron aleatoriamente de las conexiones que arreglan continuamente las brigadas de reparación de fugas del Organismo Operador.

TRABAJOS DE CAMPO.

Los trabajos de campo se realizaron de la siguiente manera:

Por un lado, se inspeccionaron las 225 tomas domiciliarias. El objetivo de esta inspección de tomas domiciliarias fue el de determinar los porcentajes de conexiones con fuga que existen en la muestra, y con ello inferir este resultado a la población total de tomas que actualmente existen en la ciudad.

Por otro lado, se excavaron y aforaron las fugas en 241 tomas dañadas. El objetivo fue determinar el gasto promedio que se pierde por fuga en cada toma domiciliaria que sufre daño, para que con este gasto se determinen los volúmenes totales perdidos en toda la ciudad, con el total de conexiones que presenten dichos daños.

Inspección de fugas en tomas domiciliarias.

La inspección de las tomas se hizo a través de un método indirecto basado en medición de presiones del agua en el domicilio seleccionado y en tres o cuatro casas contiguas a él. Los registros de presiones se realizaron con un

CUADRO No. 1 MUESTRA POR INSPECCIONAR

$$n = \frac{Zc^2}{Nd^2} \left[\sum_{i=1}^k N_i P_i (100 - P_i) \right] \text{ Tamaño de la muestra}$$

$Zc = 1.96$ (Area bajo la curva normal de probabilidades para 95 % de confianza)

$N = 17419$

$d = 5\%$ corresponde al error en la estimación.

De la encuesta se obtuvo que 89 % de fugas es en tomas, por lo tanto, el % para cada estrato se calcula como :

$$P_i = 0.89 \times \frac{(\text{No. DE FUGAS DEL SECTOR})}{(\text{No. DE TOMAS DEL SECTOR})} \times 100$$

Distribución de las muestras por sectores :

$$n_i = \frac{N_i}{N} \times n$$

LOS RESULTADOS SE RESUMEN EN LA TABLA SIGUIENTE

SECTOR	TOTAL DE FUGAS ANUAL	P _i	TAMAÑO DE LA MUESTRA
1	82	70	1
2	326	29	13
3	40	68	1
4	387	20	23
5	104	13	9
6	174	20	10
7	152	14	13
8	206	20	12
9	170	12	16
10	636	29	25
11	329	25	15
12	295	36	9
13	123	10	14
14	480	16	35
15	286	11	29

n = 225

CUADRO No. 1. Continuación

MUESTRA DE TOMAS POR AFORAR = 241

Este último resultado se obtuvo aplicando la teoría de muestreo aleatorio simple estratificando con proporciones con un nivel de confianza del 91 % y un error en la estimación del 5 % determinados de la siguiente manera:

$$n = \frac{Z_c^2 \cdot p \cdot q}{d^2} \cdot \left(\frac{N}{N + 1} \right)$$

donde "p" es el promedio de los porcentajes de tomas que resultaron con fugas durante los trabajos de inspección.

$$p = 30.63$$

$$d = 5\%$$

$$N = 17,419$$

$$n = 241$$

$$Z_c = 1.70$$

en la tabla de áreas de curvas normales de probabilidad se obtiene el 91% de nivel de confianza.

manómetro Bourdon, conectándolo a la llave de jardín más próxima a la red en cada caso. De esta forma, si en la toma del domicilio elegido se notaba una caída de presión muy marcada, respecto a las demás tomas contiguas, entonces se anotaba que la toma en cuestión tenía fuga.

Excavación y aforo de fugas en tomas domiciliarias.

El aforo de las 241 tomas se realizó en un período de 3 meses. El procedimiento de aforo se hizo de dos maneras: una, la más simple, con un recipiente graduado y un cronómetro, midiendo directamente el volumen contra tiempo en tomas que están instaladas superficialmente; y otra, con un método indirecto, cuando las conexiones están enterradas, la fuga se inunda y no permite realizar el aforo con el recipiente. Este último procedimiento consiste en medir el gasto en la llave de jardín más próxima a la calle, antes de excavar y de reparar la fuga, cuidando que no exista ninguna otra llave abierta en la casa, después se repara la fuga y se vuelve a medir el gasto por la misma llave, de tal manera que la diferencia entre estos dos gastos es el correspondiente al gasto que se fuga. Este procedimiento es válido ya que el tiempo de reparación de la toma oscila normalmente entre 10 a 15 minutos, y en este período no hay mucha variación de presión en la línea.

RESULTADOS ESTADISTICOS.

Ocurrencia de fugas.

Con los datos de campo de las 225 tomas inspeccionadas se determinaron por sector los porcentajes de las tomas en las que se detectó ocurrencia de fuga. Estos porcentajes fueron el resultado de dividir las tomas con fuga en cada sector entre el total de conexiones inspeccionadas en los mismos.

Después, estos valores se infirieron hacia el total de tomas domiciliarias de la población, multiplicando los porcentajes por el número de conexiones existentes en cada sector. En la figura 1 se presentan los resultados del número de tomas con fuga en la ciudad de Guaymas, Son.

Volúmenes de fugas.

Para obtener el volumen de agua que se pierde por fugas en tomas domiciliarias, se utilizaron los datos de los aforos de las 241 conexiones excavadas, el número total de tomas que presentan fuga y el programa del funcionamiento hidráulico de la red de distribución.

Los gastos de fuga resultantes del aforo de tomas se promediaron por sector, y cada uno de estos valores se multiplicó por el número total de conexiones que tuvieron fuga en ese sector, obteniéndose con ello el gasto total de fuga de cada sector (figura 1).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Al sumar todos los gastos totales de los sectores se obtuvo que el gasto perdido en la ciudad de Guaymas, Son. por fugas en tomas domiciliarias es de 146.5 l/s (30 % del gasto abastecido a la ciudad).

Sin embargo, el resultado anterior supone que el sistema tiene un servicio continuo de distribución, es decir no existen tandeos para los usuarios. Si se considerara que el suministro es interrumpido dos o tres días para algunas zonas de la ciudad, como aparece en el programa de funcionamiento hidráulico, entonces el valor de las pérdidas por fugas en tomas domiciliarias se modifica, resultando en este caso un gasto total de fugas de 114.25 l/s (23.4 % de la producción total).

De los resultados del estudio, se deduce que se deben intensificar los esfuerzos para reparar las fugas, y en el mejor de los casos sustituirlas, iniciando los trabajos por los sectores 15, 14, 10, 2, 11 y 13, que son los más críticos.

RECONOCIMIENTOS.

Se agradece al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua las facilidades para la realización de este trabajo.

También se reconoce la participación de la Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial de la CNA y del Organismo Operador del Sistema de Agua Potable de Guaymas, Son.

REFERENCIAS.

Ochoa, A.L. et al, Informe final de proyecto Detección y Control de Fugas e Impacto de Micromedición en Guaymas, Sonora, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, informe interno, Jiutepec Mor., 1990.

Hueb, J. A., Control de fugas en los Sistemas de Distribución de Agua Potable, CEPIS Manual Dtiapa N° C-7 OPS., Lima Perú, 1985, 371 pp.

CEPIS, Manual sobre Control de Fugas y Mediciones en Redes de Distribución de Agua, Organización Panamericana de la Salud, Lima Perú, Oct. 1983, pp. 66-72

Des Raj, Teoría del Muestreo, Fondo de Cultura Económica de México, Primera Edición en español, México, 1980 pp. 305

**METODO PARA EVALUAR PERDIDAS DE AGUA EN REDES DE
DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.**

Leonel H. Ochoa Alejo.
Felipe I. Arreguín Cortés.
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Paseo Cuauhnáhuac # 8532, Jiutepec, Mor.
Tel. (91-73) 19-43-81, México.

RESUMEN.

El proceso de detección y control de pérdidas en sistemas de distribución de agua potable se inicia con un conocimiento de su estado físico y operacional, mediante la actualización de planos, estadísticas de consumos, medición de volúmenes suministrados, etc.

Después se requiere hacer un diagnóstico o una evaluación de la situación de pérdidas existentes, con el fin de cuantificarlas e identificar las causas que las producen.

Posteriormente, con base en los resultados del diagnóstico se establecen, por un lado, los programas de adquisición, instalación y sustitución de micromedidores; y por otro, la detección, localización y reparación de fugas.

Finalmente, se implementa el control de pérdidas permanentemente, organizando al personal y proporcionando los medios necesarios para llevarlo a cabo y retroalimentar el proceso a través de tiempo.

En este artículo se presenta el método para evaluar pérdidas en redes de agua potable y su aplicación a la ciudad de Guaymas, Son., en donde se encontró que, actualmente de los 488 l/s de agua entregada a la población, se pierden 114.2 l/s por fugas en tomas domiciliarias, prácticamente no hay fugas en la red principal, 12.5 l/s dejan de medirse y 6.9 l/s se miden de más por errores en los micromedidores, y 104 l/s se están cobrando de más por mala estimación en las tarifas fijas.

INTRODUCCION.

Las pérdidas de agua en un sistema de agua potable se definen como la diferencia entre el agua producida y el agua vendida, y su existencia se debe a las siguientes causas fundamentalmente:

- a) Mala medición (micromedición y macromedición).
- b) Fugas en tuberías (red principal y tomas domiciliarias).
- c) Conexiones clandestinas.
- d) Otras (fugas en tanques, etc.)

El control de las pérdidas de agua se realiza mediante un proceso retroalimentado en tiempo y espacio, el cual esta dividido en las siguientes partes:

1. Información Básica.- Para iniciar un programa de control de pérdidas es necesario conocer el estado físico y operacional del sistema, ya que este conocimiento permite establecer la base de la metodología que se aplicará. Cuando no se dispone de la información básica, se deben implementar acciones para generarla.

Se requiere disponer o generar: planos detallados actualizados de la red de distribución, de las fuentes de abastecimiento y de la ubicación de las líneas de conducción; padrón de usuarios actualizado; estadísticas de consumos totales; estadísticas de volúmenes de agua producidos por las fuentes y suministrados a la ciudad; planos urbanos; división de la ciudad en estratos socioeconómicos; y detalle del control de pérdidas que se esté realizando en ese momento.

2. Diagnóstico de la situación actual.- Una vez que se ha generado la información de partida, se procede a realizar una evaluación general del estado actual de pérdidas, mediante un análisis estadístico, estableciendo parámetros correspondientes a la tendencia de ocurrencia, índices y patrones de falla y reparación de fugas; a la determinación de la sub y sobremedición en micromedidores domiciliarios; y a la cuantificación de volúmenes de perdidas totales físicas y comerciales (Ochoa et al 1990).

3. Adquisición, instalación y sustitución de micromedidores.- Después de identificados los problemas con el diagnóstico, se establece un programa de adquisición e instalación de micromedidores, considerando que la selección y dimensionamiento de dichos aparatos estará en función de los distintos tipos de consumidores.

También, se contempla un programa de mantenimiento preventivo, que consiste en la sustitución periódica de las piezas, atendiendo a su variación de exactitud con el tiempo; o bien, en la sustitución de los micromedidores que

se hayan detectado imprecisos al realizar muestreos sistemáticos. Asimismo, se implementa un programa de mantenimiento correctivo para la reparación de los mismos.

4. Detección, localización y reparación de fugas.- Paralelamente a las actividades del inciso anterior, se determina cual es la técnica mas apropiada para detectar y localizar fugas y cual se adapta mejor a las condiciones particulares de cada sistema.

Actualmente, se han desarrollado varias técnicas para detectar y localizar fugas (Hueb 1985), de entre las cuales se encuentran el sondeo con geófono o detector electrónico, presión diferencial, trazadores químicos, Distritos Pitométricos y otras que incluyen a los métodos de observación sistemática en busca de fugas tales como: zonas de baja presión, quejas de usuarios, hundimientos en el pavimento, etc. Los detalles, ventajas y desventajas de cada técnica se describen en la referencia señalada en este párrafo.

Asimismo, en esta etapa se establece la política de prioridades con planes de emergencia y a largo plazo, indicando las técnicas de reparación de fugas que son adecuadas en el lugar.

5. Implementación y control de pérdidas permanente.- Finalmente, se organiza al personal encargado del sistema y se les provee de los medios necesarios (vehículos, materiales, equipo, herramientas, etc.) para sistematizar todo el proceso hasta lograr que las pérdidas de agua sean menores a un porcentaje en que se consideren mínimas. En algunos países como Alemania se ha considerado un valor del 8 % de la cantidad total entregada a la red de distribución (Bolte 1985).

En este artículo se presenta el método para llevar a cabo el diagnóstico de las pérdidas de agua por fugas y mala medición y se muestran los resultados obtenidos al aplicar el método en la ciudad de Guaymas, Son.

METODO PARA EVALUAR PERDIDAS.

El método para diagnosticar las pérdidas que ocurren en un sistema de agua potable se divide en dos grupos de actividades (figura 1): por un lado, la recopilación y generación de datos y muestreos en campo, y por otro, el análisis de pérdidas propiamente dicho. A continuación se describen cada uno de estos grupos.

a) Se consideran los siguientes datos:

- Volúmenes totales de agua producidos y suministrados a la población, medidos por el Organismo Operador.

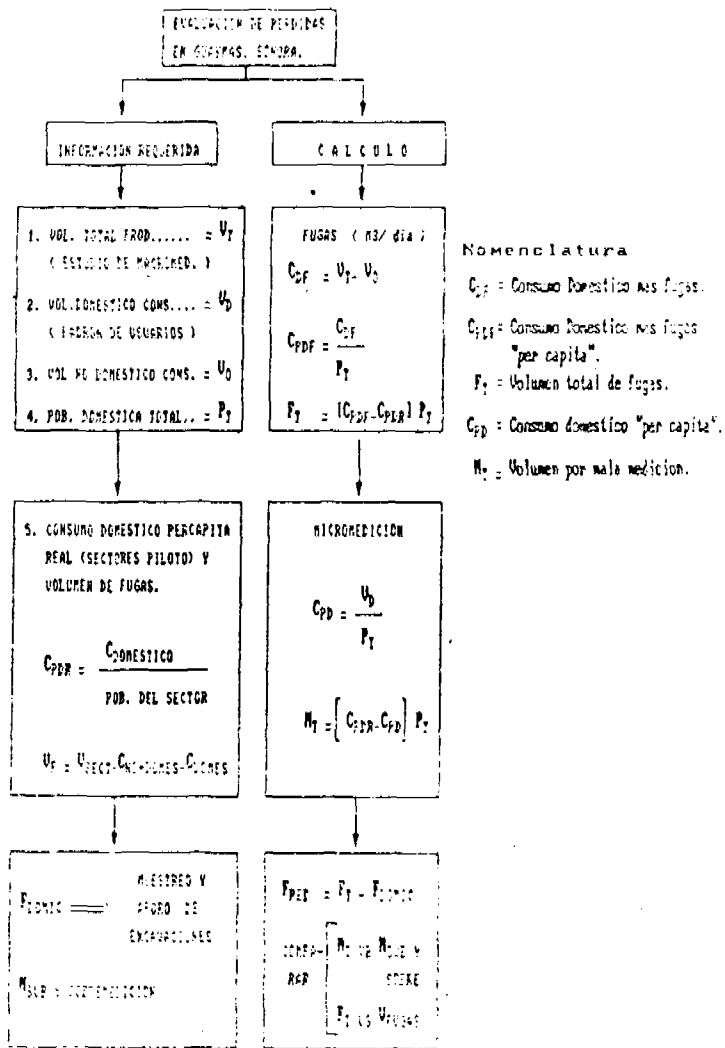


FIGURA 1. Procedimiento para la evaluación de pérdidas.

- Volúmenes de agua doméstica y no-doméstica consumidos por los usuarios, registrados por el Organismo Operador.
- Población doméstica total abastecida.
- Consumos domésticos y volúmenes de fugas de Distritos Pitométricos representativos del sistema.
- Estadísticas de aforo por muestreo en campo, de fugas en tomas domiciliarias y verificaciones de exactitud y arranque de micromedidores.

b) Una vez que se tienen los datos anteriores, se determinan las causas y que cantidad de agua se pierde por fugas en la red y en las tomas domiciliarias, y cuanta no es registrada por los micromedidores o es dejada de medir bien. Las ecuaciones utilizadas para el cálculo se indican en la figura 1.

Se expone a continuación la aplicación del método al sistema de agua potable de la ciudad de Guaymas, Son., y los resultados obtenidos.

MACROMEDICION DEL AGUA SUMINISTRADA.

Debido a que no existen estudios de macromedición, la cuantificación de los caudales que se entregan al sistema de distribución de agua potable de la ciudad de Guaymas se realizó a través de un programa de 125 aforos con 40 estaciones pitométricas, que se ubicaron al inicio y final de las líneas de conducción y en las derivaciones de las mismas. De las mediciones realizadas se obtuvo que el caudal suministrado es de 488 l/s.

AGUA CONSUMIDA POR USUARIOS.

De los registros de consumos promedio facturados por el Organismo Operador se obtuvieron los siguientes datos:

- * Volumen doméstico consumido (Vd) = 439,249 m³/mes
- * Volumen no-doméstico consumido (Vo) = 164,217 m³/mes

La población total abastecida (Pt) de la ciudad de Guaymas, es de 128,960 habitantes.

FUGAS EN DISTRITOS PITOMETRICOS.

Los Distritos Pitométricos son parte de la red de distribución, que pueden independizarse desde el punto de vista hidráulico, por medio de maniobras en las válvulas, con la finalidad de realizar estudios de distribución de consumos y de reducción de pérdidas.

Para aplicar la técnica de Distritos pitométricos en la ciudad de Guaymas, se seleccionaron tres zonas de la red de distribución, correspondientes a distintas condiciones socioeconómicas, a saber: baja, media y alta. Estas zonas se consideraron representativas de la población.

El consumo doméstico "per cápita" real (Cpdr) se determinó a partir de lecturas de volumen consumido, en micromedidores domiciliarios previamente calibrados e instalados dentro de los Distritos Pitométricos. Los valores obtenidos fueron de 162, 200 y 247 l/hab/día para la clase baja, media y alta, respectivamente. Para calcular un valor promedio se consideró un "factor de peso" expresado en porcentaje de colonias de cada clase socioeconómica, resultando igual a 187.7 l/hab/día.

El volumen medido que ingresa a cada Distrito Pitométrico (Vsec), menos el consumo doméstico "per cápita" real, menos el consumo no-doméstico y menos el volumen de fugas de las tomas domiciliarias existentes en los sectores, es igual al volumen de fugas (Vf). En este caso resultó en promedio de 0.0143 l/s/km, que inferido a toda la longitud de la red se tiene una pérdida de 2.58 l/s.

FUGAS EN TOMAS DOMICILIARIAS.

La cuantificación del caudal que se pierde por fugas en tomas domiciliarias se realizó en toda la ciudad mediante dos muestreos estadísticos estratificados con proporciones, usando un nivel de confianza del 95 % y un error en la estimación del 5 % (Das Raj 1980): uno de 225 conexiones, para inspeccionar el porcentaje de tomas que presentan fugas; y otro, de 241 tomas domiciliarias con fugas, para aforarlas y determinar el caudal medio por fuga.

Después de realizar los trabajos de campo se obtuvieron los resultados siguientes (Ochoa et al 1990):

El número total de conexiones domiciliarias en todo el sistema es de 17,420.

Del registro de fugas resultó que el 89 % de las fugas ocurrió en tomas domiciliarias y solamente el 11 % en la red principal.

El 23.4 % de las tomas domiciliarias presentan fuga y el gasto promedio por fuga es de 0.029 l/s. Con el suministro discontinuo se calculó una pérdida por fugas en tomas domiciliarias de 114.2 l/s, o sea, el 29.8 % de los 488 l/s abastecidos a la población.

SUB Y SOBREMEDICION EN MICROMEDIDORES.

La sub y sobremedición se refiere a la cantidad de agua que registra el micromedidor domiciliario de menos o de más, respectivamente.

La evaluación de la sub y sobremedición se realizó por verificación "in situ" de una muestra de 350 micromedidores seleccionada aleatoriamente, considerando un nivel de confianza del 95 % y un error en la estimación del 5 %. Con los reportes de las pruebas se calcularon los caudales, utilizando un programa de computadora. Los principales resultados fueron (Ochoa et al 1990):

Del total de tomas conectadas a la red, solo el 17.8 % de los usuarios tienen servicio medido, y de éstos el 43 % consumen agua en el rango inferior de la curva de errores del micromedidor, el 55.8 % están en el rango normal y el 1.2 % en el superior.

Se encontró que del total de micromedidores funcionando, el 23.4 % miden de más, el 71.4 % miden de menos y el 5.2 % miden bien.

El total de pérdidas por submedición en la ciudad de Guaymas es de 12.2 l/s. El caudal por sobremedición es de 6.9 l/s, por lo cual, se puede decir que la pérdida neta es de 5.3 l/s.

EVALUACION DE PERDIDAS EN EL SISTEMA.

Al aplicar el procedimiento de la figura 1 se obtuvieron los siguientes resultados:

- Consumo doméstico más fugas (Cdf) = 36,689 M3/día.
- Cons. domést. más fugas "per cápita" (Cpdf) = 284 l/hab/d.
- Volumen total de fugas (Ft) = 145.6 l/s
- Consumo doméstico "per cápita" (Cpd) = 113.5 l/hab/día.
- Volumen por mala medición (Mt) = - 110 l/s.
- Fugas en la red principal (Fred) = 2.5 l/s.
- Fugas en tomas domiciliarias (Fdomic) = 145.6 l/s.
- Submedición en micromedidores (Msub) = 12.2 l/s.
- Sobremedición en micromedidores (Msobre) = 6.9 l/s.

El alcance de la evaluación de pérdidas es aun más extenso y solo se han presentado los valores totales. Por ejemplo, en el caso de Guaymas los resultados fueron obtenidos por zonas de la ciudad, se tienen estadísticas de causas de fugas, curvas de errores de los micromedidores existentes, etc. En estas circunstancias se han podido dar las estrategias para iniciar los programas de control de pérdidas requeridos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Con los resultados del estudio se obtienen las conclusiones y recomendaciones siguientes:

- a) El mayor porcentaje y cantidad de agua que se pierde por fugas corresponde al total de tomas domiciliarias y no tanto a las líneas principales de la red de distribución, por lo que, se deben intensificar los esfuerzos par repararlas y en el mejor de los casos sustituirlas.
- b) El 43 % de los micromedidores están funcionando dentro del rango inferior de la curva de errores, por lo tanto, se recomienda instalar aparatos cuya exactitud sea máxima con gastos inferiores al 5 % de su capacidad nominal.
- c) Se requiere realizar un programa de instalación de micromedidores e iniciar la sustitución de los existentes.

RECONOCIMIENTOS.

Se agradece al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua las facilidades para la realización de este trabajo.

También se reconoce la participación de la Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial de la CNA y del Organismo Operador del Sistema de Agua Potable de Guaymas, Son.

REFERENCIAS.

Ochoa, A.L. et al, Informe final de proyecto Detección y Control de Fugas e Impacto de Micromedición en Guaymas, Sonora, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, informe interno, Jiutepec Mor., 1990.

Ochoa, A.L. et al, "Método para cuantificar pérdidas de agua potable en la red de distribución de Guaymas, Son." Memorias del 11º Congreso Nacional de Hidráulica, Tomo I, Zacatecas, Zac. oct. 1990, pp. 250-261

Hueb, J. A., Control de fugas en los Sistemas de Distribución de Agua Potable, CEPIS Manual Dtiapa N° C-7 OPS., Lima Perú, 1985, 371 pp.

Bolte, O.G., "Wasserverluste Senken", Ortungsgerate und Verfahren. WARZA . Darmstadt 1985.

CEPIS, Manual sobre Control de Fugas y Mediciones en Redes de Distribución de Agua, Organización Panamericana de la Salud, Lima Perú, Oct. 1983, pp. 66-72

Des Raj, Teoría del Muestreo, Fondo de Cultura Económica de México, Primera Edición en español, México, 1980 pp. 305

CALIDAD DE LOS MATERIALES Y SU IMPACTO EN LA RED PUBLICA Y EN LAS INSTALACIONES PREDIALES.

Ing. Sergio A. Caporali, Asesor Regional del CEPIS/OPS en Control de Pérdidas y Uso Eficiente del Agua, Castilla Postal 4337, Lima 100, Perú.

RESUMEN

Los sistemas públicos de distribución y las instalaciones prediales de la región adolecen de una serie de deficiencias relacionadas con el nivel de calidad inadecuado de los productos utilizados, lo que en buena medida resulta de la falta de exigencia de los usuarios de estos productos.

En este trabajo se presentan los conceptos considerados necesarios para establecer una buena base de entendimiento del tema. Los problemas más comunes son enumerados y correlacionados con el impacto negativo en la operación de los sistemas. Se enuncian las condiciones para minimizar la ocurrencia de los problemas mencionados y se propone un conjunto de medidas para viabilizar su realización.

INTRODUCCION

Por falta de exigencia de las empresas de agua potable y saneamiento de la Región de América Latina y el Caribe, los productos utilizados en los sistemas públicos de distribución y en las instalaciones prediales presentan deficiencias en cuanto al nivel de calidad, sea por falta de conformidad del producto con la especificación de compra, sea por uso de un producto no adecuado a la aplicación o por presentar el mismo un diseño obsoleto.

Debido a que no existe ninguna exigencia por parte de los usuarios, los fabricantes del sector no se encuentran presionados para realizar el control del producto acabado. Por consiguiente, se dan casos en que algunos de estos fabricantes ni siquiera efectúan un control de calidad durante el proceso de fabricación, como tampoco de los insumos que ingresan a sus plantas. Esto explica por qué son tan escasos los fabricantes que cuentan con un laboratorio para el control de sus productos, y entre los pocos que cuentan con este recurso tecnológico, son raros los que tienen el control metroológico necesario.

Este comportamiento de los usuarios también afecta las normas técnicas que definen las características de calidad de los productos. Si ellas no son utilizadas, su contenido va perdiendo realidad en la medida en que no refleja el equilibrio entre las necesidades del mercado y sus posibilidades de pago, tornándose obsoletas.

CONCEPTOS

Los siguientes conceptos son necesarios para promover una comprensión uniforme de los diversos aspectos involucrados en el tema de la calidad.

Calidad

Es una palabra que tiene muchos sentidos. En este caso será utilizada con el significado de aptitud para el uso, y se aplica a productos o servicios. Esta definición pone en evidencia la importancia de la opinión del usuario. Para efectos comparativos se emplea la expresión nivel de calidad.

Parámetros de la aptitud para el uso

Calidad de diseño

Es la medida o grado con que un producto satisface a la generalidad de los usuarios.

Depende de:

- a. Calidad de la investigación del mercado, i.e., hasta qué grado fueron identificadas las necesidades de los usuarios.
- b. Calidad de la concepción, o sea, la medida con que la concepción del diseño corresponde a las necesidades de los usuarios.
- c. Calidad de la especificación, i.e., la proporción en que las especificaciones consiguen reflejar la idea contenida en el diseño.

Calidad de conformidad

Es el grado en que un producto determinado se adapta a un diseño o especificación. La calidad de conformidad es el resultado de diversas variables tales como: planificación de la producción, procesos de fabricación, máquinas, herramientas, supervisión, mano de obra, etc.

Disponibilidad

Se mide por la frecuencia con que el producto está listo para ser usado cuando el usuario lo necesite. Depende de:

- a. Confiabilidad.- Certeza de buen funcionamiento.
- b. Mantenibilidad.- facilidad de restaurarlo para el servicio cuando falle.
- c. Apoyo logístico.- existencia de repuestos.

Servicio al usuario

Es el grado en que los responsables de las reparaciones (fabricantes, proveedores o talleres de mantenimiento) las realizan con eficacia, rapidez y honestidad.

Característica de calidad

Es cada uno de los sillares con que se construye la calidad: dimensiones, propiedades químicas, propiedades sensoriales, propiedades físicas, etc., que contribuyan a la aptitud para el uso. Otras propiedades como confiabilidad, vida útil y mantenibilidad son también consideradas características de calidad.

Control

Es el ciclo planificado de actividades mediante las cuales se logra una meta, objetivos o nivel deseado. Las etapas universales de un proceso de control son:

- a. Seleccionar el resultado que se desee controlar.
- b. Seleccionar una unidad de medida.
- c. Seleccionar o especificar el patrón de referencia.
- d. Seleccionar un dispositivo sensible que pueda medir el resultado a controlarse.
- e. Realizar la medida.
- f. Interpretar la diferencia entre el resultado real y el patrón de referencia.
- g. tomar la decisión.
- h. Actuar sobre la diferencia.

Control de la calidad

Es el proceso mediante el cual se mide el valor real de una característica de calidad; se le compara con el patrón de referencia y se actúa sobre la diferencia.

Normalización

Es la acción de establecer y aplicar reglas, con el propósito de obtener el orden de un determinado campo, para el beneficio y con la participación de todos los interesados, para obtener una óptica economía del conjunto, pero respetando las exigencias funcionales y de seguridad. Se basa en los resultados consolidados de la ciencia, la técnica y la experiencia. No establece las bases sólo para el presente sino también para el futuro, y debe desarrollarse de acuerdo con el ritmo del progreso.

Norma

Documento que establece definiciones, características de calidad y sus respectivos rangos de valores aceptables, reglas para uso, etc.

Certificación de conformidad

Es la acción de comprobar, mediante certificado o un sello, la conformidad de un producto con determinadas normas técnicas; esta certificación es realizada por un agente independiente, desvinculado del fabricante y del usuario, y de acuerdo a reglamentos propios.

Certificado de conformidad

Es el documento que comprueba la conformidad de un producto con normas técnicas.

Sello de conformidad

Es el símbolo que comprueba que el producto que ostenta cumple con las normas técnicas.

PROBLEMAS FRECUENTES PROVOCADOS POR DEFICIENCIAS EN EL NIVEL DE LA CALIDAD

En los sistemas públicos de distribución

Fugas por ruptura y por corrosión de tuberías, por fallas en las juntas, y por fallas en las válvulas.

Fugas por defectos en los componentes de la conexión predial.

Las válvulas de compuerta no tienen normalmente el grado de hermeticidad necesario y presentan un desgaste prematuro de sus componentes. Su diseño contribuye a que se acumulen partículas sólidas en su interior que van a dificultar aún más su cierre.

Deficiencia en el desempeño de las válvulas reductoras de presión y de admisión/expulsión de aire.

Micromedidores que indican valores con errores fuera de los rangos aceptables, o que pierden su calibración muy rápidamente.

En las instalaciones prediales

Fugas por pérdida de hermeticidad en los caños y los registros de las duchas, por fallas en los dispositivos de obturación y por desgaste prematuro de las partes que presentan movimiento relativo.

Rebocos y fugas por pérdida de hermeticidad, en los dispositivos de control de entrada y de salida de los tanques de los excusados, respectivamente.

Gasto excesivo de agua en los excusados, duchas y caños debido a las características de diseño incompatibles con la realidad actual, promoviendo aparte de eso un aumento en el volumen de las aguas servidas producidas, exigiendo un sobredimensionamiento del sistema de recolección, ratamiento y disposición final.

Fugas que penetran en las paredes de los baños, cocinas y lavanderías provocando el deterioro de los mismos y, en los casos de edificios, dañando además las propiedades de los vecinos e incurriendo en altos costos de reparación.

CONSECUENCIAS A NIVEL DE OPERACION DE LOS SISTEMAS

Pérdidas de agua superior a lo aceptable y consumos excesivos provocados por los aparatos sanitarios convencionales que obligan a un aumento de la producción y, por ende, de los costos totales. Cuando no existe disponibilidad de agua, las pérdidas traen como consecuencia una falta de continuidad en los servicios y períodos con presiones bajas o nulas en la red, aumentando el riesgo de contaminación y, por tanto, alterando la calidad del agua distribuida.

Pérdidas comerciales superiores a las aceptables debido a errores de indicación de los micromedidores, lo que impide una recuperación total de los costos, llevando a las empresas de agua a una dependencia del gobierno a través de los subsidios y a una falta de autonomía que perjudica la realización de acciones rutinarias de mantenimiento y adquisición de repuestos, entre otras.

Elevada incidencia de mantenimiento correctivo con un alto costo. Además las interrupciones reducen la confiabilidad del sistema de abastecimiento y contribuyen al deterioro de la imagen de la institución.

COMO MINIMIZAR LA OCURRENCIA DE PROBLEMAS RELACIONADOS CON LA CALIDAD

Las condiciones para que los problemas relacionados con la calidad sean minimizados son básicamente tres:

a) Que exista la demanda de productos con calidad certificada tanto por las instituciones de agua potable y saneamiento como por los constructores y el público en general.

b) Que el mercado ofrezca los productos con calidad certificada, sean ellos de fabricación nacional o importados.

c) Que los productos con calidad certificada sean almacenados, transportados, manipulados, instalados, operados y mantenidos según procedimientos correctos y por personal capacitado y calificado para las tareas enumeradas.

A pesar de que los Programas de Control de Pérdidas y Uso Eficiente del Agua tienen como uno de sus proyectos el de Mejoramiento de la Calidad, la falta de una tradición del sector de agua potable y saneamiento en este tema puede dificultar el cambio de actitud que se desea. La justificación técnica no siempre es suficiente para promover cambios en los procedimientos de la institución. Lo que se propone es que el organismo gestor del sector de agua y saneamiento y el organismo que controla los financiamientos para el sector, apoyen la iniciativa estableciendo como regla que en lo construido con fondos del estado o con su participación, sólo se pueda utilizar productos con calidad certificada.

El cambio de actitud por parte de los constructores y del público en general debe ser buscado a través de un programa permanente de esclarecimiento y motivación sobre el uso eficiente del agua y su correlación con el uso de muebles sanitarios de bajo consumo y calidad certificada.

Seguramente será necesario un apoyo adicional a través de actividades regulares del Programa de Control de Pérdidas y Uso Eficiente del Agua que son: extender la micromedición a todas las conexiones prediales, implantar una política tarifaria que castigue los altos consumos y establecer un esquema eficiente para tratar con los malos pagadores.

Como medida extrema, donde la disponibilidad del agua sea suficientemente crítica, se puede promover un cambio de legislación tornando obligatorio el uso de inmuebles sanitarios de bajo consumo y calidad certificada en edificaciones nuevas y en las reformadas, complementado por un riguroso y eficiente esquema de fiscalización.

La segunda condición se viabiliza siempre y cuando estén disponibles productos con el nivel de calidad adecuado y el país cuente con los organismos de normalización, metrología y certificación.

El hecho de que no exista por lo menos una industria interesada o en condiciones de fabricar un producto con el nivel de calidad deseado, no debe ser impedimento para que se tenga el producto con calidad certificada disponible para el mercado comprador.

En ese caso deben buscarse los mecanismos para facilitar la importación de tales productos, aunque sea por período limitado. La certificación siempre será factible de hacer desde que el producto haya sido especificado correctamente. De preferencia el producto importado debe ser certificado en el país de origen.

De igual manera, la falta de normas técnicas nacionales no debe constituir un obstáculo para la certificación, a pesar de que -por lo menos en teoría- la norma que mejor debe reflejar las necesidades del país con relación a determinado producto es aquella desarrollada en el mismo país. Por otro lado, siempre que sea necesario, se puede utilizar una norma internacional o extranjera, o hasta una especificación técnica elaborada por la institución compradora.

Los países disponen normalmente de instituciones responsables por la normalización, la metrología y la certificación, las cuales, en muchos casos, están trabajando en muy buena armonía e integración con otros sectores como el energético, el de minería, el petroquímico, el de telecomunicaciones, etc.

Lo que ocurre con las instituciones de agua potable y saneamiento y con los fabricantes y proveedores que abastecen el sector, es que no están articulados con las instituciones de normalización, metrología y certificación.

La propuesta es promover la articulación de los cinco componentes para que pasen a constituir un sistema con la misión de proveer al sector de agua potable, en forma permanente, de productos con calidad certificada. También aquí los organismos gestores del sector de agua potable y saneamiento y del sector financiero del estado pueden brindar su apoyo.

Finalmente, para que se cumpla la tercera condición, sería necesario desarrollar e implantar un programa de capacitación y certificación de personal para que los contratistas y constructores puedan disponer de técnicos calificados.

De parte de las instituciones del sector de agua potable y alcantarillado, la demanda de técnicos calificados sería suplida por el Programa de Control de Pérdidas y Uso Eficiente del Agua, una vez que el Desarrollo de Recursos Humanos es uno de los proyectos del Programa.

El funcionamiento del esquema propuesto, además de hacer cumplir las tres condiciones de inicio enumeradas, contribuye al desarrollo de la calidad de los productos y servicios de interés para el sector de agua potable y saneamiento, así como promueve el desarrollo del mercado abastecedor de productos y servicios.

REFERENCIAS

CAPORALI, S.A. La Calidad de los productos para agua y alcantarillado, Cali, ACODAL, 1989. Seminario Internacional sobre Reducción y Control de Pérdidas de Agua, 21-25 ago. 1989, 19p.

CAPORALI, S.A.; LE ROUX CATER, S.R. Normalizacáo e certificacáo de conformidade em saneamento ambiental. 10 Congreso Brasileiro de Engenharia Sanitaria e Ambiental, Manaus, 21-26 enero 1979. Río de Janeiro, ABES, 21 p.

GARCIA, E.J.; ARRONDO, A.A. Control de la calidad. Buenos Aires, Instituto Argentino de Control de la Calidad, 1973. 283 p.

INMETRO. Sistema nacional de metrología, normalizacáo e qualidade industrial. Río de Janeiro, INMETRO, 1982. 44p.

IMTA; CEPIS. Sistema Nacional de Certificación de la calidad de Materiales, Equipos y Procesos involucrados en el Uso, Aprovechamiento, Producción y Control de los Recursos Hídricos en México. México, D.F.: SARH/OPS, 1990.

JURAN, J.M.; GRZYNA JR., F.M.; BINGHAN JR. R.S. Quality control handbook. USA, McGraw Hill, Inc., 1976.

JURAN, J.M.; GRZYNA JR., F.M. Planificación y análisis de calidad. Barcelona, Editorial Reverté, S.A. 1977. 736 p.

**CORRELACION, LA ALTERNATIVA TECNOLOGICA EN
DETECCION DE FUGAS
(EXPERIENCIAS EN EL CAMPO MEXICANO).**

HUMBERTO M. DE LA VEGA, JAIME ESPINOSA,
DESARROLLO INTEGRAL EN COMPUTACION, S. A.
DONATELLO NO. 53-BIS COL. INSURGENTES MIXCOAC, MEXICO D.
F.
TEL. 611-15-17 FAX. 611-38-94.

RESUMEN

Correlación es una técnica matemática utilizada por equipos fabricados con la más avanzada tecnología electrónica, (microprocesadores) destinados a la detección de fugas de fluidos en conductos presurizados, que utilizando la propagación del sonido producido por la fuga, y realizando una relación matemática determinan la posición de esta fuga.

José Augusto Hueb (1985) en una de sus publicaciones del CEPIS Manual DTIAPA NO. C-7, comenta que usando un equipo correlador se puede esperar una localización equivocada por cada diez fugas encontradas. Se transcriben las experiencias obtenidas en México en la utilización de equipo correlador.

DESCRIPCION

Desde las primeras civilizaciones y hasta nuestros días ha existido la preocupación por los responsables de la conservación del agua y la energía por disminuir las grandes pérdidas de costosos volúmenes de fluidos que se pierden por fugas.

Hoy en día se están utilizando en gran parte del mundo como en México, equipos electrónicos portátiles controlados por un microprocesador para detectar fugas de fluidos por medios indirectos, en conductos subterráneos presurizados, basados bajo el mismo principio de operación conocido como correlación, cuya breve descripción se hace a continuación.

La correlación significa: " Con ó en Conjunto de Relación", según esta definición literal, un correlador es un instrumento electrónico que mide la relación que existe entre dos valores o más (dependientes del tiempo). Por lo general señales de tensión eléctrica. La medición se logra por medio de ciertas instrucciones matemáticas que el correlador aplica entre estas señales. Como resultado matemático el correlador entrega el valor de una diferencia en tiempo " t ". El correlador retrasa una señal en relación a otra, a fin de obtener un máximo. Al retrasar el tiempo por un valor de "t", se obtiene una máxima similitud o coincidencia entre ambas señales.

En base a este principio y aplicando a instrumentos electrónicos, hoy en día se fabrican diversos equipos portátiles que operan bajo este principio dando obviamente, cada fabricante opciones tecnológicas diferentes que permiten dar mayor precisión al resultado obtenido por el equipo correlador.

La localización de fugas empleando la técnica de medición correlativa, se basa en la medición (valga la redundancia) y evaluación matemática de las diferencias de tiempo de recorrido con que las ondas acústicas que parten de la fuga, llegan a los puntos de medición o sensorio, es decir; cuando existe una fuga en una línea presurizada, ésta genera un sonido que viaja en direcciones opuestas y a la misma velocidad a través de la tubería. Como se muestra en la figura No. 1:

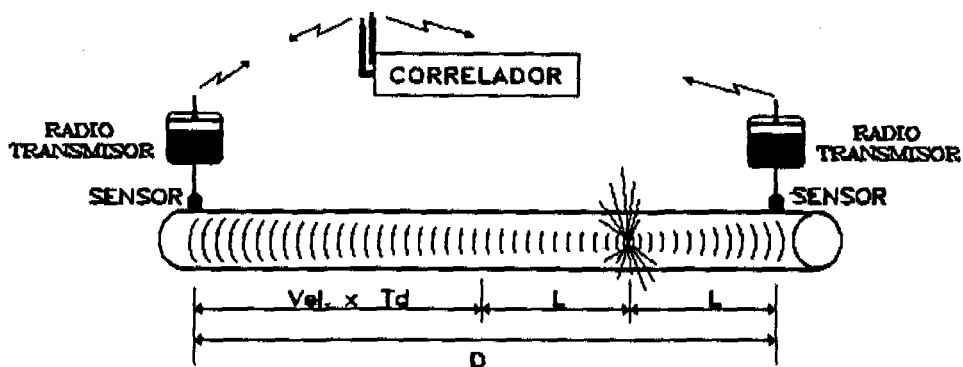


FIG. No. 1 : PROPAGACION DEL SONIDO DE FUGA EN CONDUCTOS PRESURIZADOS.

DONDE:

L = POSICION DE LA FUGA CON RELACION A UNO DE LOS SENSORES

D = DISTANCIA ENTRE LOS DOS SENSORES

Vel = VELOCIDAD DEL SONIDO A TRAVES DE LA TUBERIA

T_d = TIEMPO DE RETRASO ENTRE LAS DOS SEÑALES DE RUIDO

Colocando los sensores (Acelerómetros ó Hidrófonos) en dos puntos distantes uno del otro de la misma línea donde se inspecciona o se sospecha escape de fluido, estos captarán este sonido y lo enviarán a través de radios

transmisores a la unidad correladora. La unidad correladora calcula la posición de la fuga tomando en cuenta la distancia medida entre los sensores y el tiempo de retraso de la llegada del sonido a cada uno de ellos.

La unidad correladora, es una computadora portátil que en base a un menú de opciones autoguiadas, permite su correcta operación y como resultado final nos presenta una gráfica donde se observa el espectro de sonido que circula a través de la tubería, y nos indicará el punto donde se está generando la fuente de sonido propiciado por la fuga, derivación o por una situación anómala en su tránsito, como aire en la línea, válvulas caídas u obstrucciones.

La descripción del equipo en forma genérica es aplicable a cualquiera de las marcas existentes, la cual se menciona a continuación.

El equipo ha sido diseñado para ser manejado por una sola persona, puede llevarse con comodidad colgado del hombro durante largos periodos. No se requiere un adiestramiento especial para manejar el aparato, ya que los complicados cálculos necesarios para detectar y localizar las fugas los hace automáticamente su computador, y lo único que tiene que hacer el usuario, es introducir una serie de sencillas instrucciones por medio del teclado del instrumento auto-guiadas por el equipo. Los datos obtenidos por el computador aparecen en forma alfanumérica y gráficamente en una pantalla .

Los fonosensores pueden ser una pareja de acelerómetros, o una pareja de hidrófonos, o incluso uno de cada clase, dependiendo de las condiciones de operación. Los acelerómetros detectan el sonido de la fuga indirectamente, se sujetan por medio de un imán al exterior de la tubería o a un accesorio de ella convenientemente situado. Los hidrófonos captan el sonido directamente desde el interior de agua. Su mayor sensibilidad a las ondas sónicas, les permiten operar con mayores distancias, mayores diámetros de tubería y con tuberías de material no metálicos como PVC. Se conectan en contacto con el agua que hay en la tubería en puntos tales como: tomas, válvulas de aire, válvulas de inserción, desfogues, etc.

Para utilizar el detector, se ubican dos sensores a la tubería, a ambos lados del punto en que se sospecha está la fuga y las conexiones de un sensor se colocan directamente al Correlador. Las señales del sonido de la fuga recogidas por el otro sensor, son transmitidas por radio a un receptor incorporado al Correlador. Indistintamente pueden usarse dos radioenlaces para transmitir señales de la fuga desde los dos sensores. El uso de cables blindados para el enlace de los dos sensores

del aparato, es otra opción que puede tomarse cuando existen interferencias o no se tiene comunicación. Una vez puesto en marcha el aparato, el operador escoge una de las tres opciones básicas de operación, a saber: localización de fuga, escucha y reconocimiento. Para la localización de fugas, el operador introduce en el aparato datos de campo tales como, distancia entre sensores, material de que está hecha la tubería y tipos de sensores utilizados. El aparato inicia entonces, un proceso de correlación automático, representado en la pantalla un punto de máxima correlación, que indica la posición de la fuga medida desde cada uno de los sensores. Un amplificador permite que secciones determinadas de la tubería que se investiga sean examinadas con la máxima resolución en pantalla. La memoria del Correlador puede almacenar pruebas individuales de correlación para revisión y análisis posterior. Selectivamente, los resultados de la correlación pueden grabarse como datos permanentes por medio de una pequeña impresora portátil que puede conectarse al aparato cuando así se requiera.

Las otras dos opciones de operación, permiten que el aparato sea usado como instrumento de inspección general, moviéndose progresivamente tramo a tramo a lo largo de la red completa de conducción o distribución para tratar de descubrir en primer lugar, si existen escapes y luego usarlo en el modo de localización de fugas para determinar la ubicación exacta de éstas. En la opción de escucha, el aparato no establece correlaciones. En su lugar brinda un servicio análogo al de un detector de fugas convencional permitiendo que el operador utilice un sensor y escuche si hay sonido de fugas por medio de audífonos. En la opción de reconocimiento, el instrumento correlaciona las salidas de dos sensores igual que en el modo de localización de fugas, pero funciona como información local previamente programada, de modo que no es menester que el usuario introduzca datos. Si aparece un máximo de correlación, indicando la presencia de un sonido de fuga, el usuario puede pasar al modo de localización de fugas, e introducir datos específicos para obtener la ubicación exacta del escape. Si no aparece un máximo de correlación, el operador puede pasar al tramo de tubería siguiente para continuar con la inspección.

EXPERIENCIAS OBTENIDAS EN MEXICO

A) PROBLEMATICA DETECTADA

Los primeros equipos correladores que se utilizaron formalmente en un organismo operador (La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del D.D.F.), fueron donados por el Gobierno Inglés como apoyo a los trabajos de emergencia suscitados tras los terremotos ocurridos en

la Ciudad de México en Septiembre de 1985. Desde esa época hasta hoy, no ha existido una verdadera promoción o interés en utilizar este tipo de equipos por causas perfectamente identificables. Dentro de estas causas destacan:

a) La necesidad de realizar altas inversiones para adquirir estos equipos.

Un equipo convencional para la detección de fugas no visibles (geófono o equipo electroacústico), tienen un costo de aproximadamente el 10% del valor de un equipo correlador; si tomamos en consideración los presupuestos tan reducidos que tienen algunos organismos operadores, definitivamente queda descartado (no justificado) el no adquirir equipos tan sofisticados. Por otro lado, la lista de necesidades prioritarias de cada ciudad referente a los servicios de agua potable, generalmente se encuentran encabezadas por acciones tendientes a ampliar la red de servicio o a sustituir la existente. Sin embargo, dentro de las acciones tendientes a promover el Uso Eficiente del Agua, existe la de control de pérdidas, la cual, de determinarla se obtendrían datos bastante alarmantes, en otras palabras, se requiere una evaluación de factibilidad considerando el costo resultante de operar cada m3 de agua contra el costo de recuperarlo en caso de pérdida.

b) La falta de adecuación tecnológica de estos aparatos a las circunstancias operativas reales de nuestro país.

Cuando llegan a nuestro país equipos tecnológicamente superiores del extranjero, se trata de aparatos desarrollados para las circunstancias ideales que se presentan en los países donde se conceptualiza la tecnología utilizada. Obviamente, al llegar y ser utilizados en las circunstancias de nuestro país, generalmente sucede que los resultados que se obtienen no son tan satisfactorios como lo presume la información técnica que acompaña a los aparatos. En el caso concreto de los equipos correladores, hemos trabajado en precisar las constantes adecuadas para que la información computada en los equipos se lo más precisa posible. Nos hemos avocado a las características de la propagación del sonido a través de conductos fabricados en el país además de verificar que estas características sean aplicables en los diferentes suelos que hemos encontrado al paso de nuestras experiencias en la República.

c) La falta de soporte técnico de empresas especializadas.

La falta de interés en el uso de equipos correladores llevó a por lo menos una empresa de reconocido prestigio a dejar de promover y soportar estos aparatos, ya que no representa un atractivo financiero que justifique una alta

inversión para mantener una infraestructura adecuada de atención a los usuarios. Esto, obviamente deriva en que la comercialización de este tipo de aparatos se realice a través de empresas importadoras que no garantizan en su mayoría un soporte técnico adecuado. Sin embargo, actualmente están renaciendo empresas con el objetivo de soportar este tipo de equipos con el mayor profesionalismo posible, ofreciendo entrenamiento, capacitación y mantenimiento que darán una mayor confianza al posible comprador de que su inversión estará respaldada en su propio país.

d) Falta de conocimiento de la utilidad de los aparatos.

La complejidad de la organización de las instituciones que operan los sistemas de agua potable y alcantarillado del país, da como resultado que la información técnica de primer orden recopilada, investigada e incluso probada por instituciones de reconocido prestigio (Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua), no sean aprovechadas al cien por ciento, por causas ajenas al propio deseo de actualización, y esto motiva que al momento de tener en sus manos equipos de innovadora tecnología no puedan evaluarlos adecuadamente y por ende desaprovechar una buena oportunidad de crecimiento tecnológico de la dependencia.

e) Deficientes estructuras organizativas de organismos operadores.

Dado el fin técnico de este documento, solo expresaremos que a lo largo de nuestro andar por el país, hemos tenido éxitos, fracasos y circunstancias embarazosas, y estas últimas motivadas por el enfrentamiento a estructuras de organización del sistema operador que no definían quien o que área era la adecuada para evaluar una alternativa en detección de fugas no visibles. Sin embargo, manifestamos con orgullo que hasta hoy, hemos encontrado que el interés por un crecimiento robusto y sano es la primicia en la mayoría de las instituciones que conocimos.

La lista anterior es resultado de visitas realizadas a diversos organismos operadores del país, así como a empresas paraestatales que operan sistemas de agua, sin ser esta su función principal. Los Estados de la República visitados fueron: Chiapas, Chihuahua, Coahuila, Jalisco, Morelos, Oaxaca, San Luis Potosí, Veracruz, Yucatán, Zacatecas y el Distrito Federal.

B) LA EXPERIENCIA TECNICA

La mayor efectividad al determinar la posición de una fuga de un equipo correlador, permite el ahorro de trabajos

infructuosos de rotura de carpeta asfáltica, empedrados o concreto con las consabidas molestias y perturbaciones al tráfico vehicular de la zona en cuestión. Además de que dada la capacidad de detección de uno o más problemas en el mismo tramo con la misma revisión, permite hacer más eficiente el tiempo del operador y obviamente, tener una mayor cobertura de servicio.

Con respecto a las redes de distribución, el equipo correlador ha sido un magnífico instrumento de detección de tomas domiciliarias (al estar abiertas y en uso, aparecen como una posible fuga), que al revisar la información de esta contra el padrón de usuarios se determina la posible clandestinidad de la conexión.

Como mencionamos en un inciso de la problemática detectada, los equipos correladores están fabricados de acuerdo a circunstancias específicas que en el entendido universal son comunes, sin embargo hemos encontrado que debemos hacer ajustes que permitan hacer eficientes estos equipos. Por esto, a continuación les presentamos una tabla con circunstancias especiales en las cuales ha funcionado el equipo correlador y que ilustran los alcances de este en el campo mexicano:

Lugar: Tuxtla Gutierrez, Chiapas
Diámetro de la tubería: 6"
Material de la tubería: asbesto-cemento
Presión de la red: 0.300 kg
Nota de operación: Fuga encontrada sobre ducto enterrado a 1.50 mts, localizada a 2.00 mts de un arroyo natural pluvial y a 3.00 mts de una fuga de drenaje en un subcolector paralelo.

Lugar: Saltillo, Coahuila
Diámetro de la tubería: 4"
Material de la tubería: asbesto-cemento
Presión de la red: 1.00 kg
Nota de operación: Fuga encontrada en el vástago de una válvula de globo en llave de banqueta.

Lugar: Zapotlanejo, Jalisco
Diámetro de la tubería: 72"
Material de la tubería: concreto armado (mca. comecop)
Nota de operación: Fuga encontrada en cople, caudal recuperado 30 lts/min, trabajo realizado sobre un tramo del Acueducto Calderón-La Zurda en el estado de Jalisco.

Como podrán observar, no existe una regla universal sobre que circunstancias es más eficiente un equipo

correlador, esto, definitivamente variará dependiendo de la marca de equipo correlador utilizado así como la experiencia del operador en la interpretación de los resultados obtenidos.

CONCLUSIONES

La correlación técnica utilizada en países europeos y de América del Norte, esta destinada a ocupar un lugar de importancia en los organismos operadores de México, tanto se aceleren las iniciativas propuestas por la Comisión Nacional del Agua, respecto del programa nacional de Control de Pérdidas y Uso Eficiente del Agua.

RECONOCIMIENTOS

Reconocemos publicamente el interés y participación del Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Tuxtla Gutierrez, Chiapas y de la Residencia de Conducciones de la Comisión Nacional del Agua en el Estado de Jalisco, para obtener el mayor provecho posible de las experiencias positivas utilizando equipos correladores, además de su orientación técnica.

REFERENCIAS

Organización Mundial de la Salud/OPS/BID/Manual DTIAPA C-7/

CEPIS/Manual de detección de fugas/Perú (1985)

Palmer Environmental Services/Leak Noise
Correlator/England
(1986)

Desarrollo Integral en Computación/Reportes Técnicos de trabajos realizados en campo/México (1990/1991)

**DISEÑO OPTIMO DE REDES HIDRAULICAS MEDIANTE
ANALISIS CONSECUTIVOS DIRECCIONADOS**

Velitchko G. Tzatchkov, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso
Jiutepec, Morelos, MEXICO, C.P. 62550

Miguel E. Alfonso M., Empresa de Proyectos e Investigaciones
Hidráulicas
Humboldt 106, Vedado, La Habana, Cuba

RESUMEN

En este trabajo se presenta un procedimiento para seleccionar los diámetros óptimos de una red de tuberías. La selección se efectúa entre un surtido de diámetros discretos y está sujeta a condiciones de velocidad máxima en los tramos, presión mínima en los nudos y costo mínimo de la red. La solución parte de asumir los diámetros de la red, e iterativamente realizar el cálculo hidráulico de la misma, cambiando el diámetro de un tramo si no se cumplen las condiciones hidráulicas en ésta. Se describen 2 algoritmos que son útiles para determinar el tramo de tubería que se debe modificar en cada etapa de la selección.

El cálculo hidráulico en cada etapa consiste en la solución de un sistema de ecuaciones no lineales con incógnitas en las cargas hidráulicas de los nudos, utilizando el método de Newton-Raphson. Además se brinda información sobre un programa de computo, el cual está implementado para PC, que realiza este procedimiento.

INTRODUCCION

El costo de las tuberías representa generalmente, la mayor inversión en una red hidráulica. Por otra lado, son posibles muchas combinaciones de diámetros en los tramos para diseñar una red. Es por esto, que es muy importante seleccionar los diámetros de forma tal que su costo sea mínimo.

Muchos investigadores han tratado este problema y diversos algoritmos y programas de computo se han reportado. Generalmente éstos se basan en distintos enfoques de aplicación de la programación lineal, la programación dinámica, la programación no lineal, o son heurísticos.

Una recopilación y análisis de los trabajos publicados en los Estados Unidos con relación a la selección de los diámetros óptimos de sistemas de tuberías, los publicaron Walski(1985) y Walski, Gessler y Sjostrom (1988). Estos autores concluyen que los procedimientos y algoritmos reportados, no son lo suficientemente versátiles como para poder utilizarse solos, en la solución de proyectos de sistemas de tuberías reales. La razón esta fundamentalmente en la complejidad del problema, que no permite, en primer lugar, la aplicación directa y formal de los métodos de investigación de las operaciones.

En una conferencia de la ASCE en los Estados Unidos, se presentó a varios investigadores, un ejemplo de una red de distribución de agua, hipotética. Las soluciones que obtuvieron éstos, se presentan y analizan por Walski, et al. (1987). Estas resultaron divergentes, y se concluyó que hasta el momento actual, no existía un programa de cómputo que pudiera solucionar todos los aspectos del diseño óptimo de una red, por lo tanto éste debía hacerse por el ingeniero proyectista, utilizando los programas solamente como una herramienta auxiliar y de orientación.

Al mismo tiempo, los ingenieros continuan diseñando las redes por el proceso tradicional de prueba y error, que consiste en lo siguiente:

1. Se proponen algunos diámetros para los tramos de la red.
2. Se ejecuta un cálculo hidráulico de la red (análisis hidráulico o simulación), utilizando para este fin un programa de cómputo.
3. Se verifica que se cumplan las condiciones hidráulicas en la red, con los diámetros propuestos.
4. De no cumplirse algunas de las condiciones hidráulicas, se modifican los diámetros de algunos tramos.
5. Se repiten los puntos 2, 3 y 4 hasta que se logre el diseño de una red, en la cual se cumplan satisfactoriamente las condiciones hidráulicas.

Este procedimiento resulta ser laborioso, además el proyectista no cuenta con ninguna garantía de que se obtenga una solución, en aquellos casos en que se logra, no se dispone de la información que nos revela que tan cerca se encuentra ésta de la óptima. Esto se debe basicamente a la arbitrariedad con la cual se seleccionan los diámetros en los puntos 1 y 4, que depende solamente de la intuición del proyectista.

En este trabajo se presenta una solución al problema, partiendo del procedimiento de prueba y error, pero en los puntos 1 y 4 los diámetros se seleccionan de forma tal que se obtenga el diseño más rápidamente y con un costo de la red próximo al mínimo.

FORMULACION DEL PROBLEMA

La solución que se presenta en este artículo, puede ser aplicada al diseño de redes nuevas, o a ampliaciones de redes existentes.

El problema se formula de la siguiente forma:

1. Se conocen los siguientes parámetros:

- Planta de la red de tuberías, representada por un esquema de un conjunto de tramos unidos entre si por nudos, en el cual se especifican los tramos existentes y los nuevos a diseñar.
- Características y ubicación de las bombas y los tanques de regulación y almacenamiento.
- Gastos (consumos) que hay que entregar en cada nudo.
- Presiones mínimas requeridas en los nudos, $P_{min,i}$.
- Diámetros de los tramos existentes y sus coeficientes de pérdidas por fricción. (C de Hazen-Williams).

2. Se dispone de una base de datos, en la cual existe un conjunto (surtido) de diámetros comercialmente disponibles, cada uno con su costo por metro lineal, su límite de velocidad máxima y su coeficiente C de pérdidas.

3. Se requiere determinar un diámetro para cada uno de los tramos nuevos, de forma tal que el costo total de la red sea mínimo y que se cumplan las siguientes condiciones:

- En cada uno de los nudos (i), la presión debe ser superior, o igual, a la mínima requerida, es decir:

$$P_i \geq P_{min,i} \dots\dots\dots (1)$$

- En cada uno de los tramos (i), la velocidad debe ser menor, o igual, a la máxima admisible, es decir:

$$v_i \leq v_{i,m\acute{a}x} \dots\dots\dots (2)$$

EL PROGRAMA AH (Análisis Hidráulico)

La solución y el programa de cómputo que se presentan en este trabajo tienen como antecedente otro programa, el cual fue denominado como AH, de análisis (sinónimo de cálculo hidráulico o simulación) de una red con diámetros conocidos (Tzatchkov y Cabrera (1987), Tzatchkov y Fernández (1989)). Este programa está basado en el método de los nudos, es decir, se crea un sistema de ecuaciones no lineales con incógnitas en las cargas de los nudos. Este sistema se soluciona por el método de Newton-Raphson.

Para la solución de los sistemas de ecuaciones lineales, provenientes de la aplicación del método de Newton-Raphson, se utilizan métodos de matrices porosas, lo que ha permitido analizar redes con hasta 2000 nudos y tramos, en computadoras personales.

El programa AH incluye los siguientes tipos de nudos:

- Uniones de tuberías.
- Consumos fijos.
- Consumos que dependen de la presión.
- Tanques.
- Estaciones de bombeo.
- Centrales hidroeléctricas.

Y los siguientes tipos de tramos:

- Tuberías.
- Pérdidas concentradas.
- Válvulas de retención.
- Válvulas cerradas.
- Válvulas reguladoras de presión.
- Bombas en serie ("booster pumps").

Cualquier tipo de red (cerrada o ramificada), que contenga estos tipos de nudos y tramos, puede ser analizada por el programa AH.

El programa AH se ha utilizado en la proyección de muchos sistemas de tuberías, como estaciones de bombeo, redes de distribución de agua potable, redes de riego y sistemas de pozos.

LA SOLUCION PROPUESTA

Conceptualmente, el problema de la selección de los diámetros óptimos podría tener una solución muy sencilla, debido a que el conjunto de posibles diámetros es discreto y que la cantidad de tramos es un número finito, la cantidad de posibles combinaciones de diámetros en los tramos es también un número finito. Bastaría con hacer el cálculo hidráulico para cada una de las combinaciones, eliminar de estas las que no cumplen con los requerimientos de velocidad y presión, y de las que queden, escoger la de menor costo. El problema consiste en que la cantidad de combinaciones es un número extraordinariamente grande, que crece exponencialmente con la cantidad de tramos de la red.

Para reducir la cantidad de combinaciones por analizar a números razonables, Gessler (1985) propone dividir los tramos en grupos de diámetros iguales, además de utilizar un algoritmo para descartar las combinaciones menos económicas.

Las condiciones que representan las ecuaciones (1) y (2) restringen la cantidad de combinaciones aceptables, quedando solamente una cantidad factible para analizar completamente. A continuación se presentan dos algoritmos para enumerar las posibles combinaciones de diámetros a analizar, teniendo en cuenta el cumplimiento de las condiciones hidráulicas.

Variante 1: Empezando el cálculo con diámetros mínimos

Para un material dado, el costo de una tubería es una función creciente de su diámetro. Entonces, para una red con bombas y tanques ya seleccionados, la solución más económica sería aquella que contara con el diámetro mínimo en todos los tramos. En general, una red hipotética de este tipo no cumple con las condiciones hidráulicas establecidas en (1) y (2). Por lo tanto se procede entonces, a buscar la red más económica que cumpla con estas condiciones, según el algoritmo que se describe a continuación:

1. Se asigna el diámetro mínimo a todos los tramos de la red.
2. Se realiza el cálculo hidráulico de la red con los diámetros asumidos, obteniendo una distribución de gastos y presiones, mediante un procedimiento similar al que se propone en el programa AH.
3. Se calcula para cada uno de los tramos la relación $V/V_{m\acute{a}x}$, donde V es la velocidad obtenida del cálculo hidráulico y $V_{m\acute{a}x}$ es la velocidad máxima admisible para el diámetro correspondiente.
4. Se realiza el chequeo de la velocidad máxima. Para ello se selecciona el tramo con el mayor valor de $V/V_{m\acute{a}x}$. Si este valor es mayor que 1, se cambia el diámetro al inmediato superior.
5. Se repiten los puntos 2, 3 y 4, hasta que se obtenga en el cálculo que todos los valores de $V/V_{m\acute{a}x}$ sean menores que la unidad. De esta forma se contará con el cálculo de una red de tuberías, en donde se cumple la condición de velocidad máxima, procediendo entonces, a verificar en los siguientes puntos, la condición de presión mínima.

Si se llega a una situación en que con ningún incremento de los diámetros de las tuberías, es posible lograr relaciones $V/V_{m\acute{a}x}$ menores que la unidad, esto indica que no es factible el diseño con el surtido de diámetros dados inicialmente, procediéndose a ampliar el surtido de tuberías con diámetros mayores, o de lo contrario es posible trazar de nuevo la red de tuberías, con conducciones paralelas entre sí, en los tramos con mayores caudales.

6. Se realiza el chequeo de la presión mínima. Para ello se calcula en cada uno de los nudos (i) el déficit de presión d_i utilizando la siguiente expresión:

$$d_i = P_{min,i} - P_i \dots\dots\dots (3)$$

donde:

- P_i : Es la presión en el nudo obtenida del cálculo hidráulico de la red con los últimos diámetros asumidos
- $P_{min,i}$: Es la presión mínima admisible para el nudo.

7. Se selecciona el nudo con el mayor déficit de presión.
8. Se incrementa el diámetro de uno de los tramos de forma tal que se disminuya el déficit de presión en el nudo seleccionado en el punto 7. Este tramo debe ser el que mayor influencia ejerce sobre la presión en este nudo. Para determinarlo se procede de la siguiente forma:
 - 8.1. Se incrementa artificialmente el consumo en el nudo con el mayor déficit.
 - 8.2. Se ejecuta el cálculo hidráulico de la red.
 - 8.3. Con los resultados de este cálculo hidráulico y los del último cálculo normal, se obtiene para cada uno de los tramos la siguiente relación:

$$k = \frac{dh_{incr.}}{dh} \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

dh: Es la pérdida de carga en el tramo del cálculo hidráulico normal.

dh_{incr.}: Es la pérdida en el mismo tramo, calculada con el incremento de consumo.

8.4. El tramo con el mayor valor de k, es el tramo buscado.
 9. Se repiten los procedimientos expuestos en los puntos 6, 7 y 8 hasta que se eliminen los déficit de presión en todos los nudos.

Si se presenta la situación de que con ningún incremento de diámetros es posible eliminar los déficit de presión, se concluye que no es factible el diseño y se procede a ampliar el surtido de diámetros, o cambiar las características de las bombas o tanques en la red.

Al complementar el procedimiento hasta este último punto, se obtendrá el cálculo de una red, en la cual se cumplen las condiciones hidráulicas requeridas. En esta etapa, la selección de los diámetros puede considerarse concluida. Sin embargo, en numerosos casos de redes de distribución se ha demostrado que pueden resultar algunos tramos con diámetros innecesariamente grandes. Es por eso, que se efectúa un chequeo de la velocidad mínima.

10. Chequeo de la velocidad mínima. Para esto se selecciona el tramo con la velocidad más baja.

11. Se reduce el diámetro de este tramo, al inmediato inferior y se ejecuta un cálculo de la red, en estas condiciones.

12. Se verifica si con el cambio del diámetro no se violaron las condiciones hidráulicas requeridas. Si esto sucede, el tramo se señala, teniendo en cuenta que a éste no se le puede cambiar su diámetro.

13. Se repiten los puntos 10, 11 y 12, hasta reducir todos los diámetros posibles.

Variante 2 - Comenzando el cálculo con los diámetros máximos

1. Se le asigna el diámetro máximo posible a todos los tramos. Esto corresponde a la red menos económica posible. Los cambios posteriores de diámetros estarán destinados a hacerla más económica.

2. Se ejecuta el cálculo hidráulico de la red. Si los resultados de éste, muestran que no se cumplen las condiciones hidráulicas, se concluye que no es factible el diseño.

3. Se selecciona el tramo con la velocidad más baja.

4. Se reduce el diámetro de este tramo al inmediato inferior y se ejecuta el cálculo de la red.

5. Se verifica el cumplimiento de las condiciones hidráulicas. Si no se cumplen, se restablece el diámetro del tramo y se señala temporalmente éste, como uno a los que no se le debe reducir su diámetro. Si las condiciones se cumplen se cuenta entonces, con el diseño de una red más económica que la anterior.

6. Se repiten los pasos 3, 4 y 5, hasta obtener una red a la cual no se le pueden reducir más los diámetros sin violar las condiciones hidráulicas, asumiendo así que es ésta la red más económica posible.

Estas dos variantes están incluidas en el proceso de cálculo que desarrolla el programa de cómputo DR, siendo una opción del usuario cual de las ellas emplear.

Este programa se ha aplicado en el diseño de varias redes pequeñas y medianas, obteniéndose buenos resultados. La cantidad de cálculos hidráulicos de la red (combinaciones de diámetros) necesarios, para los diseños analizados, resultó ser un número razonable y el tiempo de ejecución del programa no es excesivo.

Para las redes analizadas, con las dos variantes de selección se obtuvieron resultados similares, mostrándose ligeramente inferior el costo de la red y el tiempo de ejecución, por el método que comienza la selección con los diámetros máximos posibles.

EL PROGRAMA DR (Diseño de Redes)

Este programa selecciona los diámetros óptimos de una red de tuberías, partiendo de los algoritmos presentados con anterioridad y está implementado para ser ejecutado por computadoras personales.

Debido a que los cálculos hidráulicos de la red, son iterativos este programa utiliza una rutina de solución similar a la que posee el programa AH, teniendo todas las posibilidades con que cuenta este último, en cuanto a la cantidad y tipos, de nudos y tramos. Teniendo en cuenta que el número de análisis de la red, necesarios para la selección, puede ser grande, se ha prestado una atención especial a la eficacia en el caso de este programa.

La solución del programa AH está dividida en tres partes:

1. Cálculo de constantes
2. Aproximación inicial para las cargas en los nudos
3. Solución iterativa

Las primeras dos partes se ejecutan una sola vez en el principio y solamente la solución iterativa es la que se repite en la selección. Cada solución iterativa utiliza como aproximación inicial las cargas del etapa anterior de la selección.

El programa está hecho en QuickBASIC 4.5 con entrada de datos y salida de resultados amigables. Los menús, las tablas de datos y los resultados aparecen y desaparecen de la pantalla en forma de ventanas.

El programa cuenta con una base, que posee información a cerca de las tuberías disponibles, la cual puede ser modificada por el usuario.

Los datos de entrada consisten en:

- Datos generales para la red, que son las conexiones entre los nudos, las tuberías existentes y los tipos de nudos y tramos.
- Los consumos y las presiones necesarias en los nudos.
- Los datos de los nudos y tramos especiales (como bombas, tanques, etc.).

Antes de la ejecución, el usuario selecciona los tubos que se pueden emplear entre los disponibles de la base de datos.

El programa puede usarse en forma interactiva. Durante la ejecución se muestra en la pantalla el esquema de la red, señalando el tramo que se está procesando en el momento. El usuario puede en el momento que desee, intervenir en la selección, interrumpiendo la ejecución, modificando diámetros, y/o permitiendo que el programa continúe.

Como resultados se muestran los diámetros seleccionados para cada tramo y el último cálculo hidráulico de la red. Además brinda el costo de la red de tuberías. Opcionalmente, se puede dibujar a través de un trazador digital, el plano de la red con los datos y resultados.

REFERENCIAS

- Gessler, J. (1985)
"Pipe Network Optimization by Enumeration", Computer Applications in Water Resources, H. C. Torno, Ed., ASCE, New York, N.Y., pp. 572-581.
- Tzatchkov, V. G. y E. Cabrera B. (1987)
"Método y programa de computación para el análisis hidráulico de un sistema de tuberías", Ingeniería Hidráulica, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, La Habana, vol. VIII, No. 1, p. 31-42.
- Tzatchkov, V. G. y S. Fernández C. (1989)
"Programa de computación Análisis Hidráulico 2", 6. Conferencia Científica de Ingeniería y Arquitectura, La Habana, 28 de nov. a 2 de dic. 1989.
- Walski, T. M. (1985)
"State of the Art Pipe Network Optimization", Computer Applications in Water Resources, H. C. Torno, Ed., ASCE, New York, N.Y., pp. 559-568.
- Walski, T. M. et al (1987)
"Battle of the Network Models: Epilogue", Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, vol. 113, No. 2, pp. 191-203.
- Walski, T. M., J. Gessler y J. W. Sjoström (1989)
"Selecting Optimal Pipe Sizes for Water Distribution Systems", Journal of the American Water Works Association, vol. 80, No. 2, pp. 35-39.

TRATAMIENTO DE LODOS RESIDUALES POR COMPOSTEO

Esperanza Ramírez C., Lina Cardoso V., Socorro López A. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuahunáhuac 8532 Col Progreso. Jiutepec, Morelos, C.P. 62550

RESUMEN

Los lodos generados en el tratamiento de las aguas residuales son una fuente de contaminación de las aguas superficiales y subterráneas cuando no se tiene un manejo apropiado. Esto puede evitarse mediante un tratamiento que permita utilizar el contenido de materia orgánica y nutrientes presentes en el lodo. El presente trabajo es un estudio sobre el proceso de composteo, que transforma al lodo en un fertilizante o acondicionador de suelos, disminuye la concentración de contaminantes a niveles que no representan riesgo a la salud, y permite recuperar los costos de inversión, operación y mantenimiento del proceso, si se tiene un mercado que permita comercializar la composta.

INTRODUCCION

Los ríos son la fuente primaria de suministro de agua para gran parte de la población, pero también se usan como fuente de descarga de aguas residuales y desechos. Cuando las poblaciones eran pequeñas, los ríos podían autopurificarse en su recorrido. Una vez que las ciudades crecieron fue necesario el tratamiento del agua de los ríos para poderla utilizar como agua potable, doméstica o industrial. Con el transcurso del tiempo, la contaminación en los ríos ha alcanzado tan altos niveles, que los tratamientos del agua no pueden limpiarlos para su uso sin restricciones. Para reducir la contaminación de los ríos ha sido necesario recolectar y tratar las aguas residuales. Los tratamientos del agua residual producen un agua relativamente limpia y un lodo. La generación de lodos en una planta empieza desde el tratamiento primario, generalmente con los tanques de sedimentación; posteriormente se generan lodos en los tratamientos secundarios, ya sean de tipo biológico o químico y en algunos casos existen lodos provenientes de tratamientos terciarios. Según la naturaleza del lodo, hay diferentes procesos que se deben combinar buscando el más adecuado y económico, que contemple tanto el tratamiento del lodo como su disposición final y aprovechamiento, evitando de esta forma su descarga a corrientes superficiales ya que puede interferir con el tratamiento o usos del agua.

En México tradicionalmente, el tratamiento de los lodos residuales no ha recibido mucha atención, y su manejo no ha sido siempre efectivo y económico. Idealmente, el lodo puede utilizarse de forma que evite el retorno a las aguas superficiales y subterráneas, mediante su aplicación al suelo para aprovechar su contenido en materia orgánica y nutrientes como fertilizante o acondicionador de suelo. La aplicación del lodo puede ser en forma directa al suelo, siempre y cuando garantice su calidad sanitaria, esto se puede lograr con un lodo de tipo doméstico o municipal, que ha sido previamente estabilizado. Si se requiere de una mejor calidad agrosanitaria en el lodo, existe otra tecnología que es la de composteo que tiene mejores efectos en la dilución de metales pesados, reducción de tóxicos orgánicos y microorganismos patógenos.

COMPOSTEO DE LODOS RESIDUALES

El composteo es una tecnología que consiste en la descomposición termofílica de la materia orgánica, en condiciones aerobias controladas, dando como resultado un producto estable en forma de abono orgánico que puede aplicarse en forma controlada en cultivos agrícolas, ornamentales y forestales, en la recuperación de áreas erosionadas, como sustrato de parques y jardines y para la nivelación de terrenos.

Existen tres métodos diferentes para compostear el lodo: en reactor, camellón y pila estática. La duración del proceso es aproximadamente de ocho semanas y se realiza en tres etapas: mezclado, composteo, curado y una etapa opcional que es el cribado.

Mezclado. El lodo se mezcla con un material acondicionador como bagazo de caña, pedacera de madera, etc, con el fin de dar estructura y porosidad para permitir la correcta aeración y aumentar el contenido de sólidos hasta un 40%.

Digestión. En esta etapa se realiza la estabilización del lodo por medio de microorganismos termofílicos, que elevan la temperatura por encima de 60°C, provocando la destrucción de microorganismos patógenos. Las condiciones aerobias se mantienen con la inyección de aire. Esta etapa dura 21 días.

Curado. Esta etapa por lo general de 30 días, asegura la completa estabilización de la composta y la remoción de olores.

Cribado. Se realiza cuando se quiere reciclar el material acondicionador y lograr homogeneidad en el producto.

DESARROLLO EXPERIMENTAL DEL PROCESO DE COMPOSTEO

El IMTA, desde 1988 trabaja en el desarrollo de tecnología para el tratamiento y aprovechamiento de lodos residuales y cuenta con un sistema piloto de composteo en la planta de tratamiento de ECCACIV (Empresa para el Control de la Contaminación del Agua de la Zona industrial del Valle de Cuernavaca), que trata una mezcla de aguas residuales con un 75% de agua residual industrial y 25% de agua residual doméstica. La planta tiene una capacidad de 200 l/s y produce diariamente 20 toneladas de lodo con un 20% de sólidos totales. Su método de disposición de lodos es el relleno sanitario o la incineración, los cuales generan altos costos de operación y mantenimiento, cuadro 1.

Cuadro 1. Costos de disposición de lodos en ECCACIV

Proceso	Costo/Ton de lodo (20% sólidos) (Miles de pesos)
Relleno sanitario	220
Incineración	62 1/2
Composteo	60 1/2

1/ Costo no considera control de emisiones a la atmósfera

2/ Costo obtenido en la evaluación económica del proyecto

Por otra parte en el estado de Morelos existe una demanda de 1200 m³/día de suelo orgánico, para el cultivo de plantas de ornato, que ha traído como consecuencia la sobreexplotación de suelos forestales y problemas de erosión, que hace necesario la búsqueda de sustratos alternativos. Considerando los resultados obtenidos en este proyecto, la composta de lodo residual puede utilizarse para este fin.

DESCRIPCION DE LA PLANTA PILOTO

La planta piloto tiene capacidad para tratar una mezcla de 15 toneladas. La mezcla para el composteo se forma con una relación en peso de 60% de lodo residual, con un 20% de sólidos totales; y 40% de bagazo de caña, con un 50% de sólidos totales.

Sobre un área pavimentada de 70m², se acondicionó una cama de piedra de río de tamaño homogéneo para facilitar la distribución del aire. La parte central tiene una tubería de PVC de 4" (10.2 cm) de diámetro con perforaciones de 1/2" (1.27 cm). El aire se inyecta a la pila por medio de un soplador centrífugo de 1/2 H.P. La mezcla mencionada anteriormente, se coloca sobre la cama de piedra, posteriormente se cubre con una capa de 30 cm de bagazo de caña o composta, para aislarla del medio ambiente y controlar vectores como moscas.

Para que el proceso de composteo sea efectivo, la mezcla debe conservarse en un rango termofílico (40-45° C), lo cual se consigue controlando la temperatura por medio de mediciones en diferentes puntos de la pila con un sistema de termopares. Se fija una temperatura de control que generalmente es 55°C; cuando la temperatura promedio de los termopares es mayor que la de control se inyecta aire a la pila, hasta enfriarla al punto de control. Esto puede hacerse en forma manual programando los ciclos de aeración por medio de un timer o en forma automática por medio de un sistema de control por microcomputadora.

El rango termofílico durante el proceso garantiza la inactivación de microorganismos patógenos, una mayor estabilización de la materia orgánica y mayor remoción de tóxicos orgánicos.

REMOCION DE CONTAMINANTES POR COMPOSTEO

Los resultados obtenidos durante los experimentos llevados a cabo en ECCACIV, se describen a continuación:

Organismos patógenos

Para que el proceso de composteo alcance una adecuada remoción de organismos patógenos se deben obtener durante la operación del sistema temperaturas de 55°C durante tres días consecutivos (EPA, 1989). En el proceso de composteo llevado a cabo en ECCACIV, se ha logrado mantener estas temperaturas durante más de 15 días, con los siguientes resultados: una reducción del 43% de sólidos volátiles, 99% de coliformes fecales, 100% de enterococos y 100% de Salmonella, spp. Otros organismos de interés y que son más resistentes al rango termofílico como los huevos de helmintos, no fueron detectados en la composta.

Cuadro 2. Remoción de organismos patógenos durante el composteo

Patógenos	Lodo NMP/100g	Composta	Norma EPA 1/
Coliformes fecales	1.4 x 10 ⁷	290	<100/g SV
Enterococos	2.7 X 10 ⁴	N.D.	<100/g SV
Salmonella, SP	7.1 x 10 ²	N.D.	<3/22 g de lodo
Huevos de helmintos	—	N.D.	1 huevo viable en 22 g de lodo

SV. sólidos volátiles
N.D. No detectado.
1/ EPA. (1989).

METALES PESADOS

La reducción de metales pesados se logró por medio de mecanismos de dilución y estabilización química, hasta alcanzar niveles no tóxicos, en el cuadro 3, se observa la concentración de metales en lodo residual y composta, los valores se comparan con las normas establecidas por la EPA (1988) para la disposición de lodo y composta en suelo.

Cuadro 3. Dilución de metales pesados

Metal	Lodo	Composta	Norma 1/
	ppm		
Hierro	4 600	3 420	73 000
Cinc	650	550	1 150-1 800
Manganeso	100	97	2 500
Cobre	176	130	500-900
Plomo	560	553	135-1 020
Niquel	126	89	100-200
Cadmio	1	0.86	10.5-30

1/ EPA (1988)

Como se puede observar se logró una reducción de metales pesados de más del 20%. Por otra parte ninguno de los valores obtenidos rebasa las normas establecidas.

TOXICOS ORGANICOS

Otros contaminantes presentes en el lodo y que son removidos en el proceso de composteo por acción microbiana y estabilización química son los tóxicos orgánicos, principalmente pesticidas organoclorados, como se puede observar en el cuadro 4.

Cuadro 4. Reducción de Pesticidas Organoclorados.

Pesticidas organoclorados	Composta	Norma 1/
	mg/kg	
Dieldrin	0.04	0.10
Endrin	0.02	0.10
DDT	0.07	0.25
DDD	0.01	0.25

1/ EPA (1988)

De especial importancia por su lenta degradabilidad en el ambiente son los Bifenilos Policlorados, en el lodo se encontró una concentración de 50 ppm, durante el composteo esta concentración disminuyó considerablemente a 9.70 ppm, valor cercano a la norma que es de 10 ppm, lo cual permite su uso en cultivos agrícolas, (EPA, 1988).

Otros tóxicos orgánicos presentes en el lodo y composta están representados por hidrocarburos aromáticos polinucleares, los cuales tienen importancia por sus características carcinogénicas, sin embargo para estos compuestos no existe todavía una concentración que limite su disposición.

Cuadro 5. Comportamiento de los hidrocarburos aromáticos polinucleares durante el compostado.

Hidrocarburos aromáticos polinucleares	Lodo	Composta ppm	Carcinogenicidad
Benzo (a) antraceno	1.554	1.095	-
Criseño	1.247	0.179	-
Benzo (b) fluoranteno	4.117	3.844	++

+ Carcinogénico

++ Moderadamente carcinogénico

CARACTERISTICAS ACONDICIONADORAS Y FERTILIZANTES DE LA COMPOSTA.

Las características fertilizantes de la composta se miden por la cantidad de nutrientes útiles para el desarrollo de las plantas como son el nitrógeno, fósforo, calcio y magnesio, que se consumen en grandes cantidades y los micronutrientes como cinc, cobre, níquel, etc. los cuales se requieren en pequeñas cantidades, pero realizan un papel importante en la fisiología de la planta. El cuadro 6, compara los nutrientes encontrados en la composta de lodo y algunos de los abonos más utilizados por los agricultores.

Cuadro 6. Elementos fertilizantes en composta y abono

Elementos Fertilizantes %	Abonos		
	Composta	Gallinaza	Vacuno
Nitrogeno	5.0	5.10	2.10
Fósforo	0.94	2.05	0.85
Potasio	0.35	2.10	1.10
Calcio	1.05	10.13	5.22
Magnesio	0.14	0.53	0.57

La principal característica acondicionadora la constituye la materia orgánica con una concentración de 48.3% en la composta, la cual ayuda a mantener los metales pesados y otros contaminantes en formas no tóxicas, de esta forma la materia orgánica representa también almacenamiento de nutrientes. Por otra parte ayuda a mejorar las características físicas del suelo, aumentando el número de agregados en el suelo. Mejora la estructura y porosidad del ambiente edáfico, permitiendo un buen drenaje y retención de humedad.

EVALUACION DE LA COMPOSTA COMO SUSTRATO DE VIVERO

Además de la evaluación analítica hecha a compostas producidas en ECCACIV, se hizo una evaluación de la eficiencia de la composta como sustrato de vivero para dar crecimiento a plantas de ornato. Se utilizaron tres especies: aralla, bugambilia y amaranta. Se probaron diferentes dosis de composta 20, 40, 60, 80 y 100% en volumen, mezcladas con tierras orgánicas; cada especie se comparó con un testigo que sólo contenía tierras orgánicas. Con los cinco tratamientos y el testigo se formó un módulo que fue evaluado estadísticamente. Los parámetros evaluados fueron: altura de las plantas, para las tres especies; número de ramas en la amaranta, número de hojas en la aralla y número de brácteas florales en la bugambilia. En general los resultados mostraron un mayor crecimiento, entre un 20 y 40% en los tratamientos en los que fue aplicada la composta con respecto a su testigo.

EVALUACION ECONOMICA DEL PROCESO DE COMPOSTEO

Para realizar la evaluación económica se hizo el diseño de una planta de composteo de lodos, que definió la cantidad de materiales necesarios para el proceso, el área requerida y el sistema de ventilación. Se hizo una investigación del mercado potencial para la venta de composta en el estado de Morelos. Los resultados muestran que existen 2000 viveristas establecidos que requieren 300 toneladas de sustrato orgánico por día, que representa un gran mercado para la venta de composta.

Se consideran dos opciones para la venta de composta: La opción 1 es la venta a granel de toda la producción, 10 toneladas por día, a \$220,000 pesos la tonelada. La opción 2 considera la venta del 80% de la producción a granel y un 20% envasada, con un precio de \$ 1,100,000 pesos la tonelada. Los resultados de la evaluación financiera se muestran en el cuadro 7. Estos datos no toman en cuenta la inflación y se considera una tasa interna de retorno mínima atractiva (TIR) del 10% y un horizonte de planificación de 10 años. Comparando las 2 opciones se destaca lo siguiente: aunque es necesario incrementar la inversión en un 40% para implementar la opción 2, los resultados lo justifican plenamente, ya que se incrementa 10.7 veces el valor presente neto (VPN) y 2.3 veces la TIR. La opción 1 es sensible a los cambios en el precio de venta, aún bajo estas condiciones es capaz de recuperar la inversión inicial y mantener los gastos de operación y mantenimiento. Cuadro

Cuadro 7. Indicadores financieros (millones de pesos)

Concepto	Opción 1	Opción 2	Diferencias entre opciones (2-1)
Producción			
A granel	3650 ton/año	2920 ton/año	-730 ton/año
Envasada	0	730	+730
Inversión			
Fija	1479.5	1688.7	+209.2
Diferida	91.9	105.1	+13.2
Capital de trabajo	50.2	55.8	+5.6
Total	1621.6	1849.6	+228.0
Evaluación financiera			
Precio de venta			
A granel	.22/ton	.22/ton	
Envasado		1.1/ton	
Resultados			
VPN	152.4	1635.6	+1483.3
TIR	12.35%	29.21%	+16.86%
PR	5.55 años	3.23 años	-2.32 años
VPN	Valor presente neto		
TIR	Tasa interna de retorno		
PR	Periodo de recuperación de la inversión		

REFERENCIAS

Environmental Protection Agency (1988), DRAFT Manual Guidance for writing Case-by-Case Permit Requirements for Municipal Sewage Sludge. Environmental Protection Agency Office of Water Enforcement and Permits. Washington, DC, 118 pp.

Environmental Protection Agency (1989), Environmental Regulations and Technology, Control of Pathogens Municipal Wastewater Sludge. Center for Environmental Research Information, Cincinnati, OH 45268, USEPA. p 32.

Ramirez Camperos E., L. Cardoso Vigueros y S. López Armenta (1991). Estudio de Factibilidad Para el Montaje de una Planta de Composteo. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Cuernavaca, Mor.

REMOCION DE MICROORGANISMOS POR MEDIO DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

GABRIELA MOELLER CHAVEZ ,CATALINA FERAT TOSCANO, DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO, FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.

RESUMEN

Debido a la gran importancia que reviste el hecho de que las aguas residuales tratadas sean utilizadas para riego, es necesario evaluar el riesgo que implica su uso para la salud humana.

En este estudio se determinó la eficiencia de remoción de microorganismos en cada uno de los procesos unitarios de una planta de tratamiento de aguas residuales (Chapultepec), que utiliza como tratamiento secundario el proceso de lodos activados.

El efluente clorado de esta planta se usa para riego de áreas verdes de Chapultepec. Se determinó la presencia de coliformes totales y fecales en el influente, después del tratamiento primario, secundario y después del proceso de desinfección por cloración.

Se relacionaron los resultados obtenidos con los criterios establecidos para el aprovechamiento de las aguas residuales en riego agrícola, en función del número de coliformes fecales encontrados determinando el tipo de cultivos para lo que es apto su uso.

INTRODUCCION

Las enfermedades microbiológicas transmitidas por el agua son aquellas en que los organismos patógenos se encuentran en el agua y cuando se ingieren en una dosis suficiente infectan al que la bebe. La mayoría de estos organismos patógenos llegan al agua mediante la contaminación con excretas humanas y finalmente ingresan al cuerpo a través de la boca por lo que se les conoce como enfermedades de transmisión fecal-oral por ejemplo, disentería amebiana, shigelosis, cólera, diarrea (de etiología no específica) y otras como la fiebre tifoidea, enfermedades virales y parasitarias.

OBJETIVO

El presente trabajo tiene como finalidad el observar la eficiencia de remoción de microorganismos indicadores en cada una de las etapas del proceso de tratamiento de aguas residuales en la planta de Chapultepec y comparar los resultados obtenidos con los criterios establecidos para el aprovechamiento de las aguas residuales en el riego agrícola.

ORGANISMOS INDICADORES

Las limitaciones inherentes al intento de evaluar la seguridad del agua respecto a la salud pública mediante la enumeración directa de patógenos ha llevado a que se utilicen en su lugar los "organismos indicadores". Estos no tienen necesariamente una relación directa con el número de patógenos presentes en una muestra dada de agua, sino que se dirigen más a evaluar el grado en que ha sido contaminada el agua, por la presencia de heces humanas y otros animales de sangre caliente. Entonces, en vez de intentar determinar el riesgo real de contraer alguna enfermedad específica mediante el consumo del agua, esta prueba brinda una medida de la posibilidad de transmisión por el agua de cualquier tipo de enfermedad como consecuencia de la contaminación fecal. Este método es más significativo en muchos aspectos, ya que los resultados no se limitan solamente a patógenos específicos sino que se refieren a la posibilidad general de contraer una gran variedad de enfermedades transmitidas por el agua.

EL GRUPO COLIFORME

En 1884, estudios realizados por Escherich establecieron que en los intestinos del hombre se presentaba una numerosa población en ciertas bacterias específicas. Posteriormente, se reconoció que la presencia de estos organismos (*Escherichia coli*) en agua podía interpretarse como evidencia de que el agua había sido contaminada con materia fecal, siendo la población de estas bacterias función del grado de contaminación.

Durante más de 70 años, se ha empleado el grupo coliforme para evaluar la calidad sanitaria del agua potable. Debe enfatizarse que la lógica detrás de la utilización de este grupo de bacterias como "indicadores" no se basa en su potencialidad para causar enfermedades al hombre, aunque en determinadas circunstancias ciertas bacterias coliformes pueden causar infecciones. Ellas constituyen indicadores valiosos simplemente porque están presentes en gran número de las descargas. La presencia del grupo coliforme no indica necesariamente que existen patógenos de algún tipo en el agua. Los resultados de la prueba deben interpretarse como una medida de la posibilidad de que existan patógenos en el agua en ese momento o, quizás, en algún momento posterior como se esbozó anteriormente.

Antiguamente se definía al grupo Coliforme como "el conjunto de bacilos aerobios y anaerobios facultativos, Gram negativos, no esporulados que fermentan la lactosa con producción de gas y que son incubados de 24 a 48 hs. a 35 grados centígrados. Ellos están ampliamente distribuidos en la naturaleza y muchos son originarios del tracto digestivo del hombre y de los animales de sangre caliente.

El uso de la técnica de Filtro de Membrana ha hecho necesario establecer otra definición con respecto a los coliformes totales: "Todos los organismos que producen una colonia oscura (generalmente verde púrpura) con un brillo metálico, incubándose 24 hs. en un medio específico y una temperatura específica", son considerados miembros del grupo coliforme; el término "Coliformes Totales" se refiere generalmente a los géneros *Escherichia*, *Enterobacter*, *Citrobacter* y *Klebsiella*. Todos ellos, excepto *Escherichia* pueden existir como saprófitos de vida libre y además estar en el intestino de los organismos. Se utiliza la prueba de coliformes porque son microorganismos relativamente inofensivos que siempre están presentes en aguas que contienen organismos patógenos entéricos. Ellos son fáciles de aislar y normalmente sobreviven más tiempo que otros organismos que producen enfermedades.

De los estudios epidemiológicos se deduce claramente que cuando se emplean aguas residuales sin tratar para riego de cultivos, los nemátodos y bacterias intestinales constituyen un gran riesgo real. La eliminación de agentes patógenos es el principal objetivo del tratamiento de aguas residuales para reuso.

En la práctica, los coliformes fecales pueden emplearse como indicadores razonablemente fiables de los agentes patógenos bacterianos; ya que sus características de supervivencia en el medio ambiente y su índice de eliminación instantánea o paulatina en los procesos de tratamiento son similares, por lo general. El grupo de "Coliformes Totales" es menos fiable como indicadores, pues no todos los coliformes son exclusivamente de origen fecal y, sobre todo, en los climas cálidos la proporción de coliformes no fecales es a menudo muy elevada. Las coliformes fecales son indicadores menos satisfactorios de los virus excretados y tienen uso muy limitado cuando se trata de protozoarios y helmintos, para los cuales no existen indicadores seguros.

Las bacterias coliformes fecales constituyen un subgrupo de todos los organismos coliformes discutidos anteriormente, en el que se piensan están incluidos organismos con mayor probabilidad de haberse originado en los intestinos. En consecuencia, ellos muestran una mejor correlación respecto al grado de contaminación fecal. Los coliformes fecales se caracterizan por su capacidad de fermentar lactosa y producir gas a una temperatura de 44.5 grados centígrados. También puede determinarse su presencia mediante la técnica de filtro de membrana si se realiza la prueba a una temperatura mayor.

TABLA # 1
REMOCION DE BACTERIAS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES(3)

Proceso	Porcentajes de Remoción			
	<i>E. coli</i>	<i>Salmonella</i>	<i>Shigella</i>	<i>Vibrio colera</i>
Lodos activados	90-99	90-99	90-99	90-99
Sedimentación Primaria	50-90	50-90	50-90	50-90
Aereación				
Sedimentación				
Cloración	<100	100	100	100

Criterios de calidad de agua para riego.

La mayoría de los estándares y reglamentos en el país, se enfocaron inicialmente a dos aspectos: 1) Control de la contaminación del agua 2) Concentración de constituyentes minerales. Actualmente, a nivel mundial se han tomado cada vez más en cuenta los aspectos epidemiológicos relacionados con el reuso en riego de las aguas residuales.

Con la expedición de Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas en 1973, se iniciaron las acciones para controlar la calidad de agua en cuerpos receptores superficiales clasificados para uso agrícola. Por otra parte, las condiciones más severas, se presentan al aplicar las aguas residuales crudas directamente, sin mezcla con aguas blancas, al riego agrícola. Se observa que la materia orgánica presente en las aguas residuales, no es una limitante para su aprovechamiento en riego agrícola, su presencia acondiciona los suelos agrícolas, mejorando su textura.

Para la irrigación con aguas residuales, se deben considerar los posibles efectos positivos o negativos que se pueden presentar en el suelo y el tipo de cultivos a irrigar. Algunos aspectos a considerar son: riego con restricciones y riego sin restricciones.

El riego con restricciones se refiere a efluentes de baja calidad o aguas residuales crudas, para disposición en áreas agrícolas definidas, donde necesariamente se deberá restringir el patrón de cultivos. El riego sin restricciones, involucra el aprovechamiento de aguas tratadas eficientemente para irrigar una amplia gama de cultivos.

La mayoría de los reglamentos existentes para reuso de las aguas residuales, definen la necesidad de su tratamiento; sin embargo, el riego con restricciones y el control del patrón de cultivo en función de la calidad sanitaria de las aguas negras, se considera una alternativa económica. Atendiendo este aspecto se elaboró en 1988 un proyecto de reglamento para el aprovechamiento directo de las aguas residuales en riego agrícola, incluyendo su manual de procedimiento (1).

El riesgo relacionado con la reutilización de efluentes, es el de infecciones por nemátodos intestinales (*Ascaris*, *Trichuris*, *Ancylostoma*), seguido por las infecciones bacterianas (*Escherichia coli*, *Salmonella*, *Shigella*), mientras que el riesgo más bajo es el de infecciones virales (*Enterovirus* y *Rotavirus*).

De acuerdo a las consideraciones anteriores, el grupo científico que elaboró el informe Engelberg, propuso lineamientos de calidad microbiológica para riego agrícola con agua residual.

FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE CHAPULTEPEC

Las aguas residuales que son tratadas en la Planta de Chapultepec son recibidas por medio de tres colectores: el colector de Cien Casitas, el colector de Palmas y el colector de Vosgos. Estos tres colectores envían las aguas residuales crudas al desarenador de la planta donde por medio de cribado se eliminan las partículas gruesas y se bombean hacia las dos unidades de tratamiento que tiene la planta. Pasan al sedimentador primario donde permanecen un tiempo que permite la sedimentación de las partículas sólidas, y el sobrenadante pasa al aerador donde se realiza el tratamiento secundario y, después al sedimentador secundario, el sobrenadante es llevado al tanque de cloración para su desinfección. Posteriormente el agua residual tratada es depositada y almacenada en el cárcamo de agua tratada.

Investigaciones realizadas por Feachem y colaboradores establecen cierto porcentaje de remoción en cada una de las etapas en una planta de tratamiento. Para el proceso de lodos activados, estos valores se presentan en la tabla # 1

MATERIALES Y METODOS

Muestreo y tipo de muestra.

El muestreo se realizó durante 3 meses en la planta de tratamiento de Chapultepec, obteniéndose 84 muestras en total, divididas en:

21 muestras de la mezcla de efluente

21 muestras tomada después del sedimentador primario

21 muestras tomadas después del sedimentador secundario

21 muestras tomadas después de la coloración.

PROCEDIMIENTO

A cada una de las muestras se les determinó el número de bacterias tanto de coliformas totales como de coliformes fecales. Ambas determinaciones se efectuaron por el método de Filtro de Membrana, de acuerdo con lo establecido en los Métodos Estándar para el análisis de aguas de desecho (12).

RESULTADOS Y DISCUSION

Los resultados se presentan en la Tabla 2, 2a y figura 1. De las gráficas resultantes de las tablas 2 y 2a se observa que el contenido de coliformes totales es el orden de 10^6 mientras que de coliformes fecales es de 10^5 .

La disminución después del tratamiento primario es del orden de una unidad logarítmica para coliformes totales.

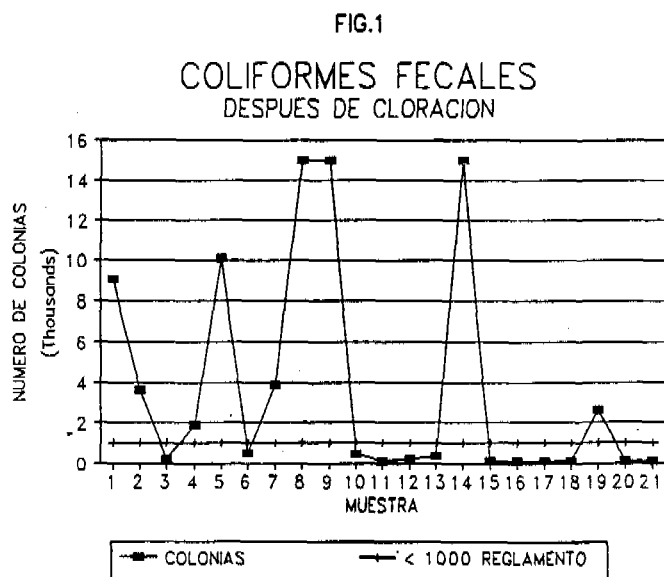
No se aprecia reducción tanto de coliformes totales como de fecales después del tratamiento secundario si es apreciable, obteniéndose una reducción del orden de 2 unidades logarítmicas.

De la figura 1 se observa que el número total de muestras analizadas el 57% se encuentra dentro del límite permisible que establecen los criterios ecológicos de calidad de agua para riego con aguas residuales y el 43% sobrepasa dicho límite.

Se observa que el % de muestras que rebasa el límite máximo permisible es elevado y debería reducirse o de preferencia ser nulo.

La MMS recomienda en sus directrices sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en riego un límite máximo de 1000 coliformes fecales por cada 100 ml. y sugiere establecer una directriz más estricta (200 coliformes fecales por 100 ml.) para el riego de prados con los que el público puede entrar en contacto directo.

Este caso sería el del efluente de Chapultepec por lo que se sugiere revisar la operación de la planta en relación con la dosificación y tiempo de contacto del cloro. Además de efectuar análisis de un mayor número de muestras para observar el patrón de comportamiento además de realizar mediciones de cloro libre "in situ".



REFERENCIAS

1.- Comisión Nacional del Agua. (1988).

Manual Técnico para el uso, aprovechamiento y manejo de aguas residuales en riego agrícola.

2.- Engelberg Report. IRCWA news, 23 (1985).

Health aspects of wastewater & excreta use in agriculture & aquaculture.

3.- Feachem, F.G., et. al. (1983).

Sanitation and Disease: Health aspects of excreta and wastewater management. John Wiley.

4.- Frías Figueroa R. Ing. (1991).

Acondicionamiento de aguas residuales para reuso agrícola. Ing. Ambiental. Revista de la SMISA. Año 4 No. 9 Enero.

5.- Hach. Analytical Procedures (1987).

Coliform Procedures Manual.

6.- Mc Junkin F.E. (1986).ç

Agua y Salud Humana. O.P.S. Ed. Limusa.

7.- Moeller, Ch. Gabriela y Ferat T. Catalina (1988).

Análisis comparativo de la Potabilidad del agua de tomas domiciliarias del personal académico de la DEPMI y su comparación con respecto a las disposiciones del Reglamento respectivo, derivado de la Ley General de Salud.

8.- OMS, Informe Técnico No. 517 (1973)

Aprovechamiento de efluentes; métodos y medidas de protección sanitaria en el tratamiento de aguas residuales. Informe de una reunión de expertos.

9.- OMS, Informe Técnico No. 778 (1989).

Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura. Informe de una reunión de expertos.

10.- SEDUE. (1989).

Criterios ecológicos de calidad de agua. Diario Oficial de la Federación del 13 de Dic.

11.- SEDUE. (1989).

Gaceta ecológica, Vol. 1 No. 2 Agosto.

12.- Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater (1981). American Public Health Association, W.P.C.F., 15th. Washington D.C.

13.- Shuval, H.I. (1986).

Wastewater irrigation in developing countries: Health effects and technical solutions. Washington.

TABLA 2 a

FECHA	COLIFORMES		FECALES		
	PROMEDIO INFLUENTE	PROMEDIO DES. SEDIM. PRIMARIO	PROMEDIO DESP. SED. SECUND.	PROMEDIO DES. CLOR.	
	1E+06	1E+06	1E+04	1E+02	
14-Mar-91	1	26.50	12.50	1.00	90.50
18-Mar-91	2	19.00	28.00	13.00	36.50
21-Mar-91	3	18.00	9.50	11.50	2.00
02-Apr-91	4	13.50	3.50	8.50	19.00
08-Apr-91	5	39.50	22.00	16.50	101.00
11-Apr-91	6	101.50	59.50	77.50	5.00
16-Apr-91	7	1.50	12.50	7.50	39.00
18-Apr-91	8	68.50	50.00	32.50 >	300.00
23-Apr-91	9	34.00	32.00	32.00 >	300.00
25-Apr-91	10	71.50	38.00	19.50	4.50
02-May-91	11	50.00	31.00	56.50 <	1.00
07-May-91	12	64.00 <	1.00	8.50	2.00
09-May-91	13	48.00	39.00	13.50	3.50
14-May-91	14	92.00	72.50	61.00 >	300.00
16-May-91	15	9.00	7.00	2.00 <	1.00
21-May-91	16	48.50	27.50	10.00 <	1.00
23-May-91	17	7.50	4.00 <	1.00 <	1.00
30-May-91	18 >	300.00 >	300.00 >	300.00 <	1.00
03-Jun-91	19	69.00	35.00	3.50	26.50
05-Jun-91	20	19.00	12.00	29.00	1.00
10-Jun-91	21 >	300.00 >	300.00	4.00 <	1.00

COLIFORMES FECALES

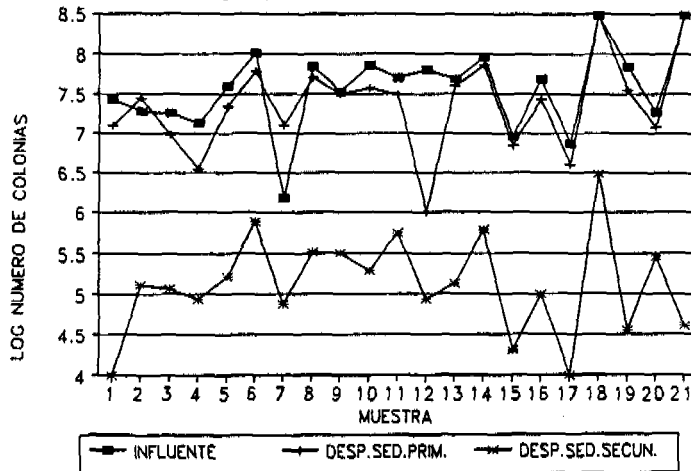
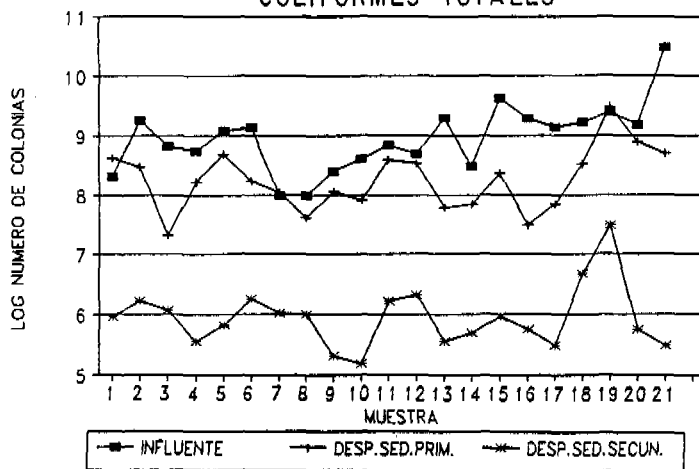


TABLA 2

FECHA DILUCION	COLIFORMES		TOTALES		
	PROMEDIO INFLOENTE	PROMEDIO DESP. SED. PRIMARIO	PROMEDIO DESP. SED. SECUND.	PROMEDIO DESP. CLOR.	
	1E+08	1E+08	1E+05	1E+04	
14-Mar-91	1	2.00	41.50	9.00	27.00
18-Mar-91	2	17.50	29.50	16.50	13.50
21-Mar-91	3	6.50	2.00	11.50	1.50
02-Apr-91	4	5.50	16.50	3.50	4.50
08-Apr-91	5	12.00	48.50	6.50	50.50
11-Apr-91	6	13.50	17.00	18.00 <	1.00
16-Apr-91	7	1.00	11.00	10.50	60.00
18-Apr-91	8	1.00	4.00	10.00	42.00
23-Apr-91	9	2.50	11.50	2.00	26.00
25-Apr-91	10	4.00	8.00	1.50 <	1.00
02-May-91	11	7.00	39.50	16.50 <	1.00
07-May-91	12	5.00	33.50	21.00 <	1.00
09-May-91	13	19.50	6.00	3.50	19.50
14-May-91	14	3.00	7.00	5.00	20.50
16-May-91	15	42.00	23.00	9.00 <	1.00
21-May-91	16	19.00	3.00	5.50	51.00
23-May-91	17	13.50	7.00	3.00 <	1.00
30-May-91	18	16.50	33.00	47.00	56.00
03-Jun-91	19	25.00 >	300.00 >	300.00 <	1.00
05-Jun-91	20	15.00	78.00	5.50	2.50
10-Jun-91	21 >	300.00	51.00	3.00 <	1.00

COLIFORMES TOTALES



El Proyecto SIDETRAN: dejando atrás el concepto "aprovechamiento de aguas negras"¹

Carlos Alfonso de la Parra, El Colegio de la Frontera Norte Abelardo L. Rodríguez No.21, Zona Río Tijuana, B.C., 22320

RESUMEN

El agua residual ha sido siempre un recurso rico, cuyo aprovechamiento más que la norma es la excepción. Los sistemas de recuperación de agua exitosos en el escenario urbano son tan escasos que alcanzan notoriedad por ese sólo hecho. Varios factores han contribuido para convertir en extraordinario lo que debiera ser común; pero ningún otro ha tenido influencia como los sistemas convencionales de alcantarillado sanitario.

Concebidos para desalojar las aguas negras del seno de las ciudades, estos sistemas portan en su diseño el enfoque del agua residual como problema, constituyen una agresión al ambiente urbano y fomentan un desperdicio de agua en forma masiva. A partir de esta mentalidad, surgen conceptos como el "aprovechamiento de aguas negras", como remedio parcial del error original.

A gran escala, el ambiente permanece en desventaja ante la avanzada que presenta el desarrollo urbano. Dar un paso hacia adelante en la preservación de nuestros recursos naturales requiere de un enfoque integral, similar al que presenta el Proyecto SIDETRAN que encabeza El Colegio de la Frontera Norte en Tijuana, B.C. Más allá del aprovechamiento de aguas negras, el SIDETRAN constituye una estrategia de administración de agua capaz de armonizar el desarrollo urbano con el medio natural.

INTRODUCCION

Conforme avanza México hacia el inicio de un nuevo siglo, tendencias muy claras de carácter demográfico y económico van determinando la calidad de vida que podrán disfrutar sus habitantes. En el XI Censo General de Población 1990, las cifras mostraron que más del 84 por ciento de los mexicanos radican en zonas urbanas². Un recorrido retrospectivo por los

Censos levantados en las últimas tres décadas nos confirman la intensa migración hacia ciudades que vive México y la vocación urbana que empieza a caracterizar al pueblo mexicano.

1 Ponencia presentada en el Seminario Internacional sobre Uso Eficiente del Agua, 21-25 de octubre, 1991, Ciudad de México, D.F.

2 De los Resultados Preliminares del Censo General 1990 se observa que 68'441,827 habitan poblaciones de 20,000 habitantes o más.

Encontrar una forma para dotar a esa población de 108 servicios necesarios, de tal forma que contribuya a armonizar el crecimiento de las ciudades con el medio ambiente, reviste una importancia primordial para México en su camino hacia el nuevo siglo. Representa no solo la superación en los niveles de calidad de vida para la mayoría de los mexicanos, sino además, un esfuerzo altamente rentable, pues es en estas zonas urbanas, tan reducidas en su tamaño comparativamente hablando con relación al resto del territorio nacional³, donde se finca sin duda la mayor responsabilidad del deterioro ambiental de todo el país.

Alcanzar esta meta no será tarea fácil. La mentalidad que priva actualmente en la sociedad mantiene esquemas de producción y sustenta políticas fiscales que, de facto, han promovido la dualidad en la lucha por preservar el ambiente: actividades contaminantes y los correspondientes mecanismos para el control de la contaminación. Sin embargo, los costos para "controlar la contaminación" son tan elevados que han ahuyentado las intenciones de los gobiernos locales y de la federación de establecerlos como prioritarios dentro de sus programas de trabajo. La contaminación con aguas negras municipales de acuíferos y cuerpos de agua superficial obedece precisamente a ese orden establecido de prioridades. Las redes de alcantarillado sanitario son vistas como infraestructura necesaria para alejar las aguas residuales de la población que la genera, pero poco hacen las autoridades para prevenir los efectos contaminantes de las descargas de estas aguas, una vez que han sido retiradas de los núcleos poblacionales. Implícito en el diseño de este esquema (captación y alejamiento) está la concepción del agua residual como un problema por resolver. Lejos están los sistemas de alcantarillado sanitario de ser instrumentos adecuados para administrar el agua que captan y conducen en el contexto urbano.

Esta ponencia representa, más que un ensayo académico, una propuesta alternativa llevada a la práctica, a partir de una postura filosófica diferente sobre el manejo de aguas residuales en zonas urbanas. Constituye un repaso sobre los planteamientos que dieron origen a lo que llamamos el Sistema Descentralizado de Tratamiento y Reúso de Aguas Negras en Zonas Urbanas (SIDETRAN), y la incursión de una institución académica en el terreno de los servicios urbanos. En El Colegio de la Frontera Norte, A.C., organismo cabeza de esta propuesta, pensamos que su culminación en el terreno de la práctica tendrá una gran trascendencia en la lucha por restaurar las condiciones ambientales, no solo de Tijuana, sino de nuestro país y de otros países en desarrollo.

AGUA RESIDUAL ...¿PROBLEMA O RECURSO?

El agua residual contiene una riqueza digna de reconocerse. El 99.7 por ciento de la misma es agua pura; los sólidos que contiene son principalmente (80%) materia orgánica, descompuesta en proteínas (60%), carbohidratos (20%) y grasas y aceites (20%). A pesar de ello, la sociedad insiste en manejarla como si fuera un problema del que debiera deshacerse. Si algún objetivo pretende cumplir este trabajo es dejar perfectamente establecido y subrayado los siguientes: el agua residual no es un problema que tengamos que resolver, es un recurso que debemos aprender a administrar. Y para lograrlo, una característica que tenemos que modificar del esquema urbano que mantenemos a la fecha, es la naturaleza centralizada de la colección de las aguas residuales.

Visto con esta óptica, poco sentido tiene el concentrar las aguas servidas de toda una población en un punto de colección ubicado al final de la red de alcantarillado. Los caudales típicos que resultan al final de la red de drenaje de una ciudad son excesivos para lograr una reutilización cabal del agua. Por lo general, estos sitios se ubican en las afueras de la ciudad, y por ende, las aplicaciones que podrían existir dentro de la mancha urbana se encuentran ya muy distantes y aguas arriba del punto de descarga y tratamiento. Ello implica que para poder aprovecharse requieren de un sistema de rebombeo.

Conclusión: si tenemos la convicción de que el agua residual es un recurso que debe aprovecharse y la intención de hacerlo, es prudente reconocer que el concentrar las aguas de toda una población en un solo sitio es la antítesis de lo práctico para esos fines.

La responsabilidad que estos sistemas centrales o centralizados tienen en la proliferación de los derrames de aguas negras en incontables ciudades de los países en desarrollo debe ser evaluada. El crecimiento registrado por los países en desarrollo en general, en especial las ciudades fronterizas del norte de México rebasa las posibilidades de atención que sociedad y gobierno han mostrado a la fecha. En estas circunstancias, los sistemas de alcantarillado sanitario centralizados son incapaces de alojar el flujo de aguas residuales de toda una comunidad durante periodos largos de crecimiento; están destinados inevitablemente a la obsolescencia. El mejor ejemplo de ello son las urbes en la frontera norte de México, que viven un desarrollo acelerado, con tasas anuales de crecimiento de 5 por ciento y más, y que invariablemente derraman aguas negras hacia el país vecino.

En muchos sitios del mundo, México incluido, se observan casos aislados en que una necesidad específica de agua de calidad secundaria ha motivado la creación de sistemas de tratamiento, que permitan al aprovechamiento del agua residual de alguna zona habitacional o industrial. Estos casos pueden tipificarse como una acción acertada inscrita dentro de un enfoque equivocado. Son la excepción que confirma la regla. Representan esfuerzos desarticulados que indican la existencia de incentivos económicos para quien construye y opera el sistema de tratamiento, producto de la posibilidad que su uso muy particular le ofrece de prescindir del agua potable.

APROVECHAMIENTO DE AGUAS NEGRAS: UNA FRASE DEL PASADO

Visto a gran escala, la sociedad también tiene necesidades de agua renovada que ha dejado insatisfechas, víctima de la inercia de sistemas establecidos, incapaz de idear una alternativa. Inmersa en esta visión equivocada, la sociedad ha acuñado frases como "el control de la contaminación", en un esfuerzo por literalmente controlar su ineficacia en el manejo de recursos. La frase "aprovechamiento de aguas negras" se inserta dentro de la misma filosofía; es producto del esquema segmentado que ha caracterizado a la dotación de servicios en las ciudades, y que desafortunadamente plantea una alternativa de muy poca utilidad estadísticamente hablando. Coloquialmente podríamos justificar estos esfuerzos señalando que "de lo perdido lo que aparezca".

El caso de Tijuana, Baja California, México, ciudad sede de El Colegio de la Frontera Norte, con una población cercana a los 800,000 habitantes, según cifras preliminares del último Censo General (1990), nos permitirá ilustrar lo intrascendente que resulta el "aprovechar las aguas residuales". En 1988, la Dirección de Obras y Servicios Públicos Municipales del Honorable XII Ayuntamiento de Tijuana registraba un total de 456,000 metros cuadrados de "parques y jardines" en la ciudad, sin incluir glorietas y camellones en vialidades. En la moderna Zona del Río Tijuana, en su Primera Etapa, se ubican 250,000 metros cuadrados adicionales, mismos que al inicio del presente año fueron entregados para su administración al H. XIII Ayuntamiento de la ciudad.

Adicionalmente a estas áreas verdes, aguas arriba de esta zona, por la margen izquierda del Río Tijuana se ha venido construyendo en zona federal el Parque Morelos, un paraje ripario que se pretende desarrollar como parque estatal. De 1987 a la fecha, más de 350,000 metros cuadrados de área verde se han abierto para el esparcimiento de la comunidad local. Es decir que en menos de 3 años, la cantidad de áreas forestadas dentro de la ciudad, y cuyo mantenimiento depende de organismos públicos se ha duplicado. Actualmente, las áreas verdes de Tijuana ascienden a una cifra que excede el millón de metros cuadrados, una tasa ligeramente superior a 1.25 metros cuadrados por habitante.

Pero a pesar del incremento tan considerable de área irrigable que ha experimentado Tijuana, el mantenimiento de las mismas con agua residual tratada constituye una porción muy pequeña del torrente de aguas servidas de la ciudad, aun suponiendo que se lograra atender la totalidad de estas áreas con agua renovada. A una tasa de 2.00 metros de lámina de agua al año, un millón de metros cuadrados representan la necesidad de contar con dos millones de metros cúbicos, o el equivalente a 1.5 por ciento del agua de consumida por la ciudad.

El caso de Tijuana es especial en cuanto a la escasez tan notable de áreas verdes que padece. Pero si llevamos estas cifras a otras ciudades, con tasas de área de parque y jardines hasta superior a los 20 metros cuadrados por habitante nos daremos cuenta que la demanda creada para "agua de riego" difícilmente alcanzará el 25% del agua potable servida a la ciudad. Es decir, que el mejor de los escenarios nos señala que sólo el 25 por ciento del agua residual se puede reutilizar bajo el esquema actual y buscando aisladamente el aprovechamiento de las aguas negras.

Una visión ampliada de este esquema lo presenta la ciudad de Monterrey, Nuevo leon, donde la autoridad encargada del manejo del agua en la ciudad (Agua y Drenaje de Monterrey) vende el agua residual cruda a la industria para su tratamiento y "aprovechamiento". Este término nuevamente resulta contraproducente en el contexto de todo el sistema, pues a pesar de que en efecto permite el ahorro de agua potable para el usuario, cada industria en plena vigilancia de sus intereses hace uso del agua y descarga a la red de alcantaril 1 lado los sólidos o lodos, "aprovechándose" del esquema en el sentido peyorativo de la expresión.

SIDETRAN: INTRODUCCION A UNA ESTRATEGIA DE DESARROLLO URBANO

Una vez que se llega al reconocimiento pleno de que las aguas residuales son un recurso valioso, no existe justificación alguna para no adecuar la infraestructura urbana para administrarlo correctamente. En primer instancia, la propuesta de descentralizar la red de colección de una ciudad parece sugerir un viraje radical en la construcción de la red de alcantarillado de la misma, así como la necesidad de costosas inversiones para remodelación de la red existente. Sin embargo, este viraje sólo es necesario en concepto, pues el instrumentar un Sistema Descentralizado de Tratamiento y Reúso de Aguas Negras (SIDETRAN) en cualquier zona urbana es una posibilidad actual. En Tijuana, Baja California, a partir del mes de julio de 1991 inició operaciones el Módulo Piloto del Proyecto SIDETRAN, ubicado en una ladera de la Mesa de Otay en un sitio conocido como Buenavista-Otay. La ejemplificación de la tecnología y su aplicación, así como la serie de elementos periféricos que se pueden generar a partir de este sistema son palpables en esta ciudad. Las bondades que allí evidencia el sistema son trasladables a otros sitios del país.

Obstáculo tecnológico

Uno de los impedimentos que saltan a la vista para la proliferación de la propuesta SIDETRAN en muchas ciudades es la tecnología del momento (el "state of the art" o "estado del arte") utilizada en el tratamiento de aguas residuales. Lodos activados, como se le denomina al método convencional más aplicado en zonas urbanas, representa la epítome de lo complejo en sistemas de tratamiento, y funciona mediante el uso de sistemas mecanizados que rayan en lo incosteable en cuanto a su operación y mantenimiento. Lejos de desear una serie de plantas de tratamiento dispersas por toda la ciudad, las autoridades que han requerido depurar aguas negras con esta tecnología buscan minimizar el número de estos módulos de tratamiento.

Tecnología apropiada

Con el término tecnología apropiada se conoce todo mecanismo, que evitando la aplicación de componentes exóticos, produce un resultado equivalente al de otros aparatos más complejos y logra una simplificación en cualquier proceso. En el caso del Proyecto SIDETRAN, el tratamiento de las aguas residuales se propone mediante un tren de componentes probados en su eficiencia y que presentan dos características fundamentales: pasividad y modularidad. Ello implica que los componentes involucrados son capaces de realizar el tratamiento sin la necesidad de partes móviles, y que a la vez permiten una ampliación en su capacidad mediante la anexión de módulos adicionales. Estas características garantizan una operación económica y confiable.

Tres componentes conforman la tecnología que se denomina Unidad Básica de Tratamiento (UBT)⁴ una rejilla fina o microcriba, un filtro rociador o biofiltro y un tanque sedimentador modular. El trío de componentes han sido utilizados por mucho tiempo en el tratamiento del agua residual, aunque su configuración en esta ocasión presenta leves variaciones por su naturaleza pasiva y modular. La UBT es capaz de producir agua de nivel secundario si se desea, o lograr niveles ligeramente inferiores a esta calidad. Un análisis de los procesos biológicos y físicos que se desarrollan dentro de cada componente, así como las eficiencias de tratamiento alcanzables por la UBT rebasan el propósito de este trabajo. Otros trabajos (Zavala, et al, 1991) han sido desarrollados con ese fin específico, por lo tanto en éste nos limitaremos a la exposición de los principios filosóficos y las ventajas prácticas que ofrece el SIDETRAN.

Propuesta y aplicación

Físicamente hablando, instaurar un SIDETRAN para el manejo de las aguas negras de una ciudad presenta menor dificultad que el sistema centralizado, pues aquellas comunidades que no cuentan con alcantarillado sanitario diseminado por toda la ciudad pueden resolver el problema paulatinamente, por secciones de la misma, en forma disgregada. Los asentamientos humanos satélites al centro urbano pueden a su vez ser atendidos, en la mayoría de los casos, con obras de ingeniería más sencillas que las que presenta la interconexión de estos asentamientos con el resto de la ciudad.

Económicamente, la estrategia o filosofía SIDETRAN logra resultados superiores a los alcanzados con un sistema convencional de tratamiento, a costos competitivos. Los sistemas mecanizados típicamente implican una inversión capital considerable, debido al costo de motores y tableros de control para el equipo electromecánico. La obra civil necesaria para este tipo de procesos es normalmente de concreto armado y altamente estructurada. En contrapartida, la UBT requiere de poca obra civil; gran parte del costo de construcción la constituyen componentes de fácil ensamble.

Los costos de operación observan un diferencial aún mayor. la tecnología pasiva y modular de la UBT logra en muchos casos desarrollar el proceso completo sin la necesidad de energía adicional. Su naturaleza pasiva permite una operación prácticamente libre de mantenimiento, lo cual le otorga alta confiabilidad y economía.

La difusión de la tecnología de la Unidad Básica de Tratamiento como también del Proyecto SIDETRAN tiene Derechos Reservados para El Colegio de la Frontera Norte y protegidos por el Artículo 23 de la Ley Federal de Derechos de Autor.

Administración integral del agua residual Y sus recursos

Las aguas residuales de una ciudad son un recurso fundamental en el contexto urbano. Más allá de lo mencionado ya en el presente trabajo, el ciclo de nutrientes y agua que opera en ciudades se encuentra truncado bajo las condiciones de operación de un sistema centralizado. Los nutrientes que llegaron en forma de alimento a las ciudades, no solo ha sido a la fecha desperdiciado al no aplicarse para el riego urbano, sino que es un componente importante en la hiperfertilización de cuerpos de agua superficial y subterránea en todo la República.

Este dispendio debe suspenderse. En un balance general, el medio ambiente permanece en desventaja ante la avanzada que presenta el desarrollo urbano, y será responsabilidad de la sociedad urbana corregir errores e iniciar la aplicación de prácticas ambientalmente sanas. La erosión que acosa a muchísimas ciudades del país, y que fomenta la desertificación en zonas áridas es responsabilidad de las formas que utilizamos para el desarrollo urbano. Una correcta administración del agua implica insertar su manejo dentro de una administración adecuada de los recursos renovables con que cuenta una ciudad, que incluya el manejo de nutrientes, vegetación y suelo. Como hemos señalado ya, existe en todas las ciudades suficiente agua para crear cinturones verdes que las rodeen, de tal suerte que la erosión de suelo se minimice y se preserve así la calidad del agua y el aire urbano.

La administración del agua en las ciudades es parte integral de un manejo adecuado de los recursos hidráulicos de la nación. El progreso de toda sociedad se finca en la correcta administración que haga de los recursos de que dispone. No podemos continuar permitiendo que esos reducidos espacios que llamamos ciudades contaminen los recursos que serán indispensables para los mexicanos del siglo venidero.

REFERENCIAS

INEGI,(1990), XI Censo General de Población y Vivienda 1990, Resultados Preliminares, México, D.F.

Zavala J.C., Ceseño,A., Gaxiola P., Rocha M., (1991),

Procesos biofísicos de la "tecnología alternativa apropiada " del SIDETRAN, Manuscrito de primera mano, México, D.F.

APPLICATION OF REVERSE OSMOSIS TECHNOLOGY FOR
WATER RECLAMATION IN SOUTHERN CALIFORNIA

M. Wilf, P. H. Lange and P. Laverty

Hydranautics
8444 Miralani Drive
San Diego, California 92126

ABSTRACT

Application of reverse osmosis technology for waste water reclamation in Southern California traces back to the early stages of commercialization of the RO process. The first large reverse osmosis plant, which processes waste water is a part of what is known as "Water Factory 21" in Orange County, California, commenced operation in the late-seventies. This RO system has 5 MGD of product capacity and reduces salinity of municipal waste water after tertiary treatment. Product water after blending is injected into local aquifers to prevent seawater intrusion. The next large RO system for water reclamation, the Arlington Desalter, located in Riverside County, California, commenced operation in 1990. This system processes agricultural drainage water of about 1000 ppm TDS salinity, which contains high concentration of NO₃ (100 ppm) and SiO₂ (40 ppm). The plant produces 6 MGD of low salinity water by blending 4 MGD of RO permeate with 2 MGD of ground water. The blending ratio is determined by the limit of nitrate ion concentration in the blend water, which has to be below 40 ppm. This paper will describe process design, operational results and economics of waste water reclamation by reverse osmosis.

INTRODUCTION

Arid climate, limited local water supply and influx of new residents has made Southern California increasingly dependent on water import to satisfy growing demand. Approximately two-thirds of Southern California's water demand is imported through the Colorado River Project and State Water Projects aqueducts (1). The Colorado River Aqueduct extends over 242 miles of open canals, closed conduits and tunnels. 45 pumping stations boost water pressure along the way. The State Water Projects waterway extends over 444 miles from Northern California to the Metropolitan Water District in Southern California. Delivering water over such a large distance requires a significant amount of energy for pumping (2). To import water from the above water projects involves power consumption for pumping of 2,100 to 3,300 kwh/AF (1.7 to 2.7 kwh/m³). The outside water sources are limited and during the last five years, due to continuous draught and increasing outside water demand, there was strong pressure to reduce water flow to Southern California. In spite of limited availability of water and high delivery cost, the extent of water reuse is rather modest. According to a recent survey (3) in 1987, only 7%-8% (270,000 AF)

of municipal waste water has been reused. The largest part of reclaimed water has been used for agricultural irrigation 63%, followed by landscape irrigation 18% and ground water recharge 15%. Depending on the type of reuse application, a different level of pretreatment of the municipal waste is required (4). Among the commercial treatment methods applied, reverse osmosis technology is applied mainly as one of the last treatment stages, to reduce water salinity. The unique capability of reverse osmosis, to reduce salinity in a cost effective way, was recognized already at the early stages of development of commercial technology. One of the first attempts to demonstrate application of RO technology for reclamation of municipal waste water was undertaken by the City of San Diego in the late-1960's. This attempt was not successful due to severe membrane fouling (5). Since then, a number of field tests have been conducted at different sites in California, which enabled development of process parameters and system components of the future commercial systems. The first large reverse osmosis system, which has been successfully applied for reclamation of municipal wastewater, is a part of Water Factory 21, Orange County, California and operates successfully since the second half of the 1970's..

RO SYSTEM AT FACTORY 21

The objective of operation of Water Factory 21, water treatment facility, is to produce water for underground injection to prevent seawater intrusion into the fresh water aquifer. The flow diagram of the current treatment process is shown in Figure 1. The influent received from the Sanitation District passes the treatment stages of lime clarification, recarbonation, chlorination and media filtration. After media filtration, one-third of the stream is directed to the RO system. The rest of the media filtration effluent passes through granulated, activated carbon bed, and after chlorination is blended with the RO permeate. The early pilot study of different membrane module configurations has indicated that spiral wound and tubular configuration modules were least affected by fouling. Spiral wound configuration technology was selected for the above system because of better economics (investment cost and power consumption). In spite of continuous testing program of commercially available membrane elements conducted on site, cellulose acetate membrane elements in a spiral wound configuration seem to be the membrane of choice for treatment of municipal wastewater. This type of membrane element has been continuously specified for all subsequent membrane replacements at Water Factory 21. The RO unit consists of six banks of membrane elements arranged in three pass array: 24:12:6 pressure vessels, each containing four elements. The membrane elements are 8" diameter, 60" long, 510 ft² nominal membrane area. The RO unit operates at 85% permeate recovery. Feedwater at Water Factory 21, even after tertiary treatment has a very high fouling potential. Type of foulants existing in the RO feed at Water Factory 21 have been extensively documented (6). The common indicator of RO

feedwater quality, the Silt Density Index, is not even measurable in the local feedwater. TOC and COD are in the range of 10 - 20 ppm, in addition to a high concentration of biological debris. Chlorination produces chloramine in a concentration of approximately 10 ppm in the RO feed. In spite of this adverse feedwater quality, the membrane performance is relatively stable, the key factor being sustaining desired water flux by effective membrane cleaning procedures. Initially, the RO system was designed with 35 pressure vessels per unit, which resulted in water flux of 12.4 gfd. At this flux rate, an irreversible flux decline was experienced. To maintain rated product flow, seven pressure vessels were added to each unit, which resulted in reducing the average flux rate to about 10 gfd (6). In 1987, when Hydranautics was awarded a membrane replacement contract from a competitive bidding process, the RO system at Water Factory 21 had already a 10-year history of successful operation. Hydranautics' scope of responsibility was limited to supply of membrane elements at specified performance, supply of new pressure vessels, review of RO feed pretreatment process, recommendations regarding cleaning procedure which would be effective and compatible with Hydranautics' membrane elements, and guarantee of membrane performance. The membrane elements supplied by Hydranautics were 8060-HSY-CAB2 membrane elements, 8" diameter, 60" long, made of blended cellulose acetate membrane material in a spiral wound configuration. The nominal performance of this element model at 400 psig (2.76 MPa) applied pressure for a 2 g/L sodium chloride test solution is 11,000 gpd product flow, 98% salt rejection. At the early stages of the membrane replacement process, some problems have been encountered which were related to partial incompatibility of materials of construction of the membrane elements (mainly o-rings and seals) with the harsh environment (possibly the high chloramine concentration in the feedwater). These early problems have been solved mainly due to cooperation and help provided by the staff of the Orange County Water District and their experience. Currently all six RO blocks at the Water Factory 21 are equipped with Hydranautics elements. Figures 2 & 3 contain performance of subunit 2C, for the period of April '89 until February '91. This unit commenced operation after most of the initial problems had been solved. This unit still operates with the original load of membrane elements. The rejection rate is very stable and a salinity reduction of 94% - 96% is obtained consistently (Fig. 2). The product flow was maintained at the level of 580 GPM. Membrane fouling and its affect on productivity was initially compensated by increasing feed pressure to a maximum agreed upon value of 350 psig (2.41 MPa) (Fig. 3). After 275 days, this maximum feed pressure was reached for the first time during the first period of low feed temperature; the winter of 1989, the required feed pressure dropped during the warmer months corresponding to 350 days through 550 days as indicated in Figure 3; product flow had declined between 10% to 14%. As a result of subsequent cleaning, permeate flow could be usually restored to rated system flow by cleaning membrane elements with a cleaning solution containing sodium tripolyphosphate, EDTA

and anionic detergent. Membrane cleaning was conducted about every three to four weeks.

ARLINGTON BASIN DESALTER

The Southern California Arlington Basin contains approximately 300,000 acre feet of water. The ground water in this basin has degraded by agricultural leachate from historic citrus grove farming operations. The agricultural drainage has increased salt concentration to a level that this ground water is no longer usable for domestic purposes. Because of poor ground water quality, all pumping has been discontinued in the area. This resulted in impaired ground water seeping to the surface and draining into the Santa Ana River and other adjacent ground water basins, thereby degrading downstream water supplies.

The Arlington Basin Desalting project initiated, as a solution to this problem, serves the following purposes:

- a) Reduce salts entering into the Santa Ana River.
- b) Provide a clean water supply.
- c) Restore the ground water in the Arlington Basin to a usable condition.
- d) Restore the condition of the Arlington Basin for future water storage.

The Arlington reverse osmosis plant was designed by Camp Dresser & McKee of Ontario, California. Hydranautics furnished, installed and commissioned the RO system. Hydranautics also was responsible for operator training.

The RO system was designed to provide 6 MGD of blended product water containing less than 500 ppm TDS by mixing 4 MGD of degassed permeate from the three RO trains (each rated at 1.333 MGD) with 2 MGD of ground water treated by granular activated carbon followed by aeration stripping. The RO system operates at a permeate recovery rate of 77%. The RO plant is designed to allow for expansion up to 8 MGD, by addition of a fourth RO train. Plant data is summarized in Table 1.

PROCESS DESCRIPTION

Feedwater from the five local brackish wells is pumped to the plant site where it is split into two streams. Out of the total raw water flow of 7 MGD, provision exists for passing 2 MGD through Granular Activated Carbon (GAC) filters, to remove dissolved organic compounds, mainly dibromochloropropane (DBCP). At present, due to lower than expected concentration of DBCP in the ground water, the GAC filters are bypassed and the blend stream is only treated by aeration stripping. The remaining flow, 5 MGD, is used as feed for the RO system. The RO feedwater is treated by dosing of scale inhibitor and sulfuric acid to a pH of 6.9 and is filtered

through 5 micron cartridge filters. After the filtration feedwater is pressurized to approximately 210 psi with Afton vertical turbine pumps, the pressurized feed enters three parallel RO trains operating at 77% permeate recovery. Each train contains 44 pressure vessels, 8" diameter, in a two pass 33:11 array. The pressure vessels each contain six Hydranautics spiral wound, composite, membrane elements, model 8040-LSY-CPA2. The average water flux rate of the membranes is 13.8 gfd. The first pass averages 15 gfd and the second pass averages 11 gfd. Permeate flow from the RO trains is combined with the blend stream at the ratio 2:1. The design blend ratio was based on the projected concentration of nitrate in the wells and in the permeate water, with a target concentration corresponding to California drinking water standard of not more than 45 ppm of nitrate in the total plant effluent. This blended effluent is of potable water quality and flows to the storm water channel and eventually recharges the ground water basin. The concentrate stream from each RO train passes through an energy recovery turbine, which is a reverse running pump mechanically coupled with the high pressure pump. The combined concentrate from the plant is conveyed to the Orange County Sanitation District through the Santa Ana Regional Interceptor (SARI) line. After mixing with municipal sewage, and primary and secondary treatment of the Sanitation District effluent is split for further treatment by OCWD Water Factory 21, or direct disposal to the ocean. The flow diagram for the Arlington Basin Desalter Plant is shown in Figure 4.

The RO unit incorporates innovative design features to assure efficient and stable plant operation. One of the features is the control of system output by permeate throttling. The objective of using permeate throttling rather than conventional feed throttling to control productivity is to eliminate loss of recoverable energy and maintain constant concentrate pressure to the power recovery turbine.

The other features are related to prevention of membrane scaling. One serious concern during system design was the projected high level of silica (37 ppm) in the ground water. It is customary in RO technology to accept concentration of approximately 120-160 ppm of SiO₂ as a limit for safe operation in the concentrate. The kinetics of silica scaling are not well understood and there is no commercially available silica scale inhibitor. The initial requirement of permeate recovery of 80% would result in concentration of SiO₂ in the concentrate of about 180 ppm. Calculation, element by element, of silica concentration indicated that the customary limit of 160 ppm of SiO₂ would be exceeded at the 5th element of the second pass. From this point, the brine stream residence time in the system is about 10 seconds. It was estimated that during such short residence time, at a temperature of 21°C, no silica scale should be formed, especially considering the quality of the raw water which has very low concentration of suspended solids, which could act as crystallization centers. Even

though, at this condition, no silica precipitation was expected, as an additional safety feature, each RO train was equipped with a 4-inch diameter monitor tube. The monitor tube contains a single 4-inch element and operates on the concentrate stream from the RO train as feedwater. The assumption was that silica scaling, if any, would start in this monitor tube, giving early warning to change the operating conditions.

PLANT OPERATION

The RO system at the Arlington desalter was commissioned in September 1990. The composition of feed and permeate as analyzed from samples taken during acceptance test are presented in Table 2. Representative performance of train A for the period of September 14, 1991 to February 27, 1991 is presented in Figures 5 & 6. The performance plots indicate stable performance of RO elements.

WATER COST

The capital cost of the Arlington Desalter project was approximately \$14,000,000, which was obtained through a State of California Drainage Loan. The estimated annual cost, including capital return and operating cost, is \$2,000,000. Assuming annual production of 1980 million gallons of blended water, the specific water cost is \$0.27/m³ or \$330 per acre foot. The cost of reclaiming municipal waste water, based on the process used in Water Factory 21 is estimated to be about \$0.32/m³ or \$390/acre foot (5). The cost of water reclamation compares favorably with other alternatives of augmentation of Southern California water supply (1). About one-third of the water demand of Southern California is supplied from local wells. The rest is imported from Northern California through the aqueduct systems. Both water sources are limited and they are affected by the annual precipitation level. The rate of Metropolitan Water District, which governs the water distribution in Southern California, for imported treated water is \$230 per acre foot (1). The additional water supply for Southern California can be produced by desalination programs. Due to limited local availability of brackish water, only seawater desalination can provide a significant volume of new water. The cost of water from a large scale seawater desalination system is estimated to be in the range of \$1000 per acre foot (1). Considering the fact that most of the water used in Southern California is used once and discharged to the ocean, and the cost of alternative water supplies using advanced treatment technology combined with membrane desalting, is not significantly higher than the cost of imported water; water reclamation looks like a very economically attractive alternative provided public acceptance can be established for this procedure.

TABLE 1

ARLINGTON DESALTER - PLANT DATA

Start up: July 1990
 Commissioning: September 1990
 Plant Capacity 6 MGD
 RO Permeate 4 MGD
 GAC Effluent (Blend Water) 2 MGD
 Number of RO Trains 3
 Array 33:11
 Number of Elements Per Train 264
 Element Type 8040-LSY-CPA2
 Permeate Recovery 77%
 Feed Water Well Water
 1200 ppm TDS
 90-100 ppm NO₃
 44 ppm SiO₂
 Product Water Quality <500 ppm TDS
 Requirement, After Blending 40 ppm NO₃
 Pretreatment pH adjustment,
 scale inhibitor
 cartridge filtration
 Post-treatment Degasifier
 Design Feed Pressure 160-205 psi
 High Pressure Pump
 Power Consumption (1) 1.3 KWHR/K Gallon Final Effluent
 Wire to Water Efficiency 82.5%

(1) Pump equipped with Power Recovery Turbine

TABLE 2

Water Analysis of Water Samples
Taken During Acceptance Test

<u>Constituents</u>	<u>RO Feedwater</u>	<u>RO Permeate</u>	<u>Salt Passage</u>	<u>Blended Water</u>
	<u>g/m3</u>	<u>g/m3</u>	<u>%</u>	<u>g/m3</u>
Calcium	140	0.3	0.22	0.33
Magnesium	42	0.01	0.24	0.15
Sodium	168	7.1	4.21	66
Potassium	3.8	0.2	5.22	1.5
Bicarbonate	367	8.4	2.72	140
Chloride	162	2.3	1.44	60
Sulfate	243	0.6	0.21	89
Nitrate	93	8.3	8.96	37
Fluoride	0.41	0.1	24	0.2
Silica	40	0.1	0.25	15
TDS	1260	28	2.21	460
Temperature, deg.C	21			

CONCLUSIONS

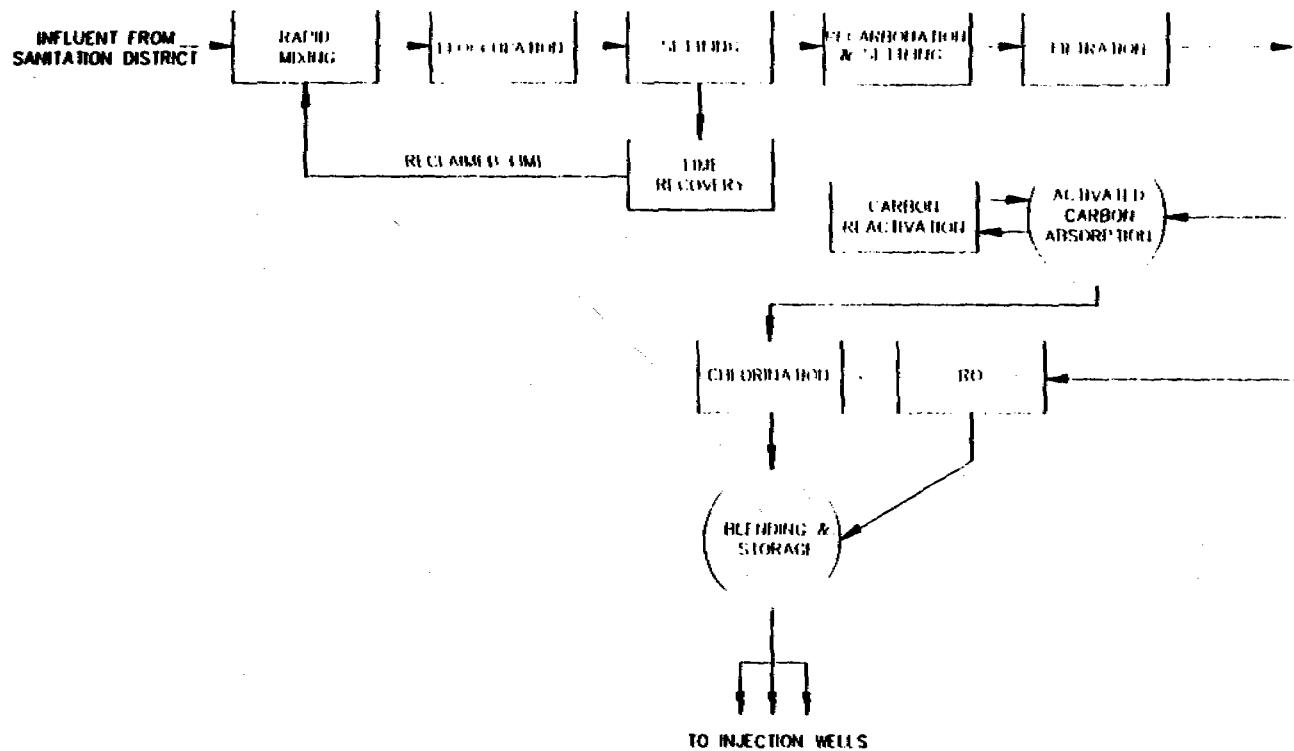
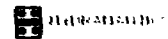
Combination of advanced water treatment and membrane desalination technology can be used effectively to treat municipal effluent and agricultural drainage water to reduce contaminants level to potable water quality.

The cost of reclaimed water, produced by applying currently available advanced treatment technology, is only slightly higher than the cost of water imported to Southern California. It is significantly lower than an alternative of water augmentation by desalting seawater.

REFERENCES

1. Metropolitan Water District of Southern California Large Scale Desalination, Gary M. Snyder, David W. Dean, Proceedings of the National Water Supply Improvement Association 1990 Biennial Conference, Florida August 1990, p. 51.
2. Energy and Water Supply, Orange County, California, David G. Argo, Desalination, 25 (1978) p. 135.
3. California Municipal Wastewater Reclamation in 1987, Report of California State Water Resource Control Board Office of Water Recycling, June 1990.
4. Title 22, California Code of Regulations, published in "Wastewater Reclamation Criteria", California Department of Health Services.
5. Municipal Wastewater Reclamation and Reverse Osmosis, Richard G. Sudak, William Dunivin and Martin G. Rigby, Proceedings of the National Water Supply Improvement Association 1990 Biennial Conference, Florida August 1990, p. 225.
6. Evaluation of Membrane Processes and their Role in Wastewater Reclamation, Final Report of Contract for US Department of Interior OWRT, David Argo and Martin Rigby, November 30, 1981.

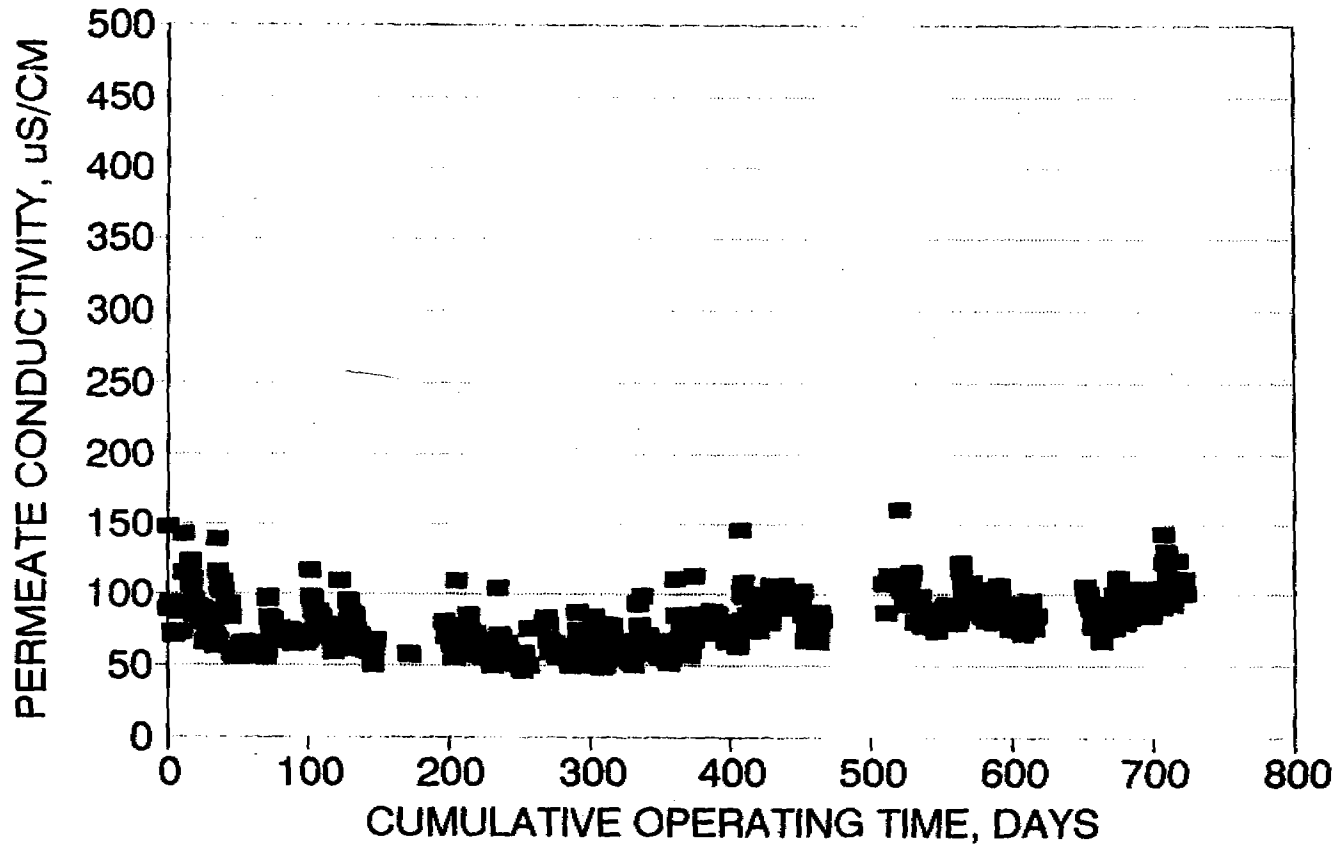
WATER FACTORY 21 WASTEWATER RECLAMATION PROCESS FLOW DIAGRAM



1-00-1

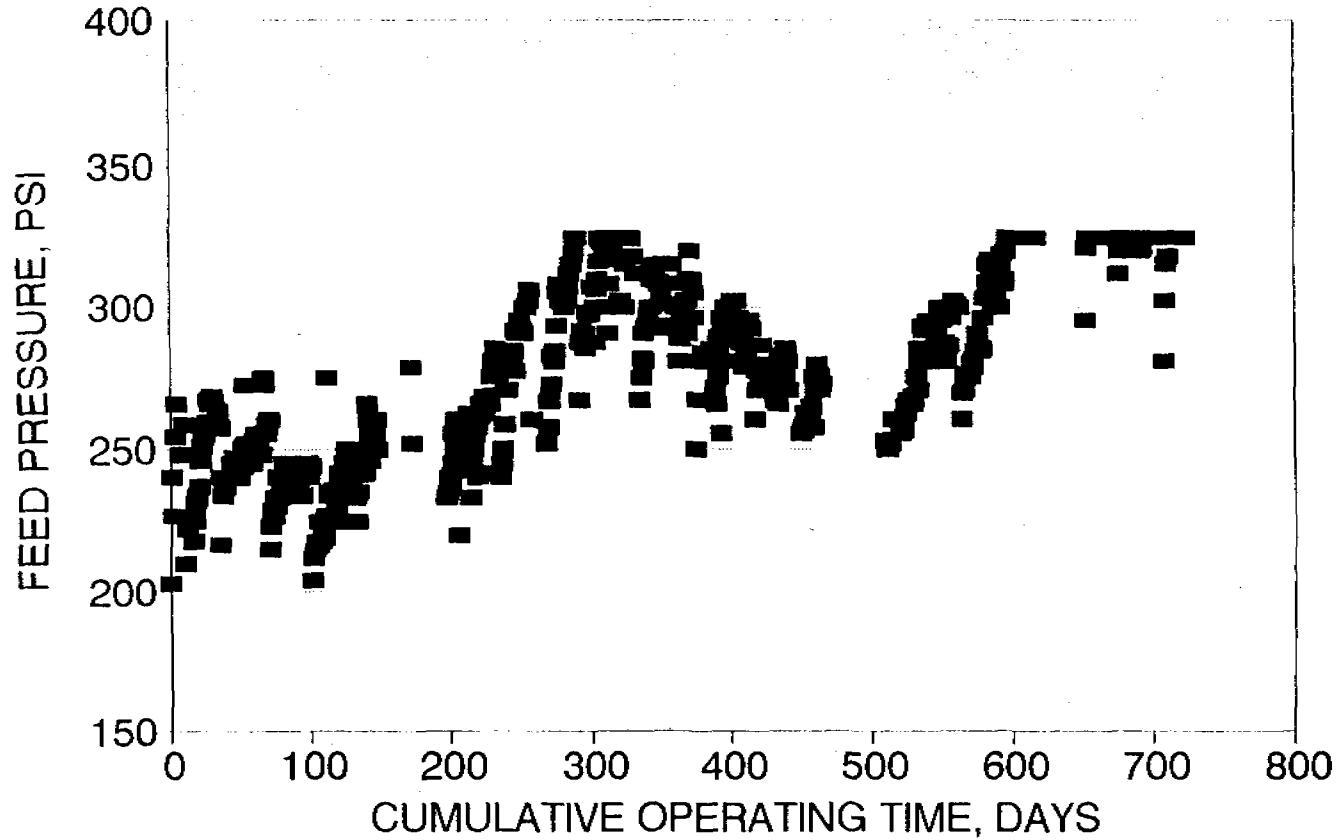
WATER FACTORY 21

OPERATING PERIOD 04,89 - 02,91

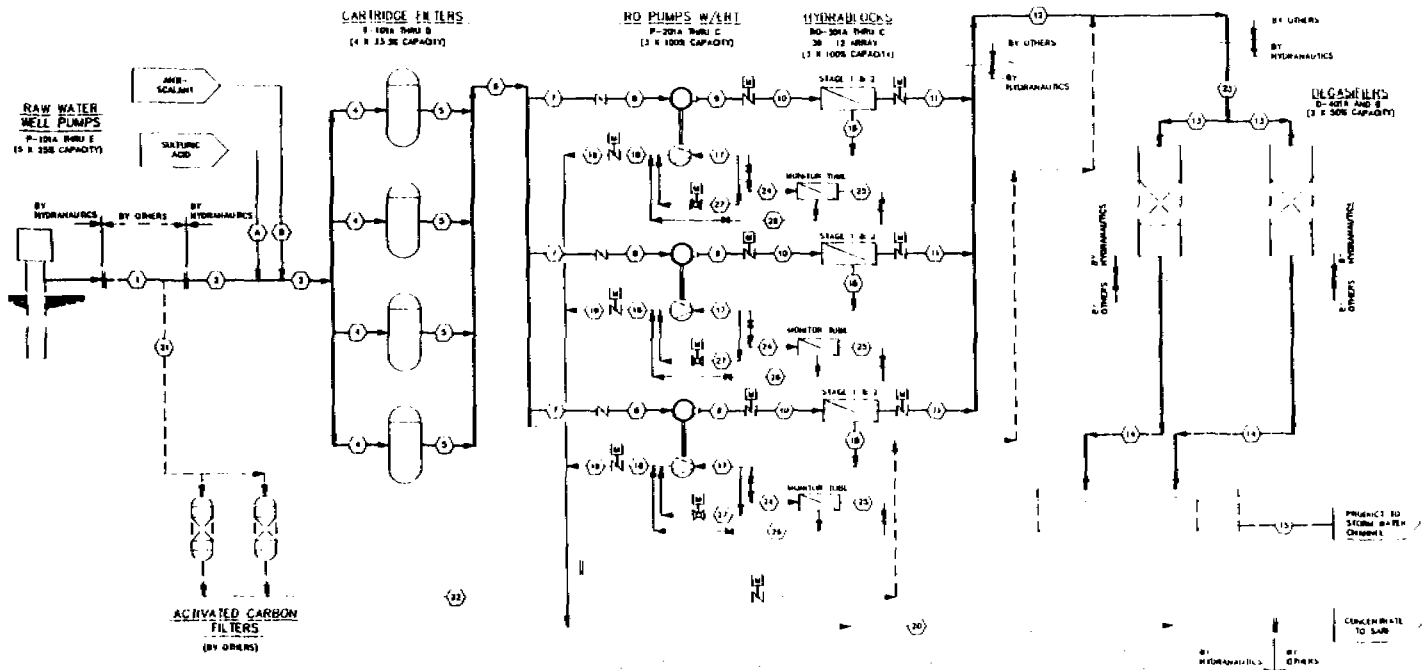
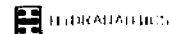


WATER FACTORY 21

OPERATING PERIOD 04,89 - 02,91

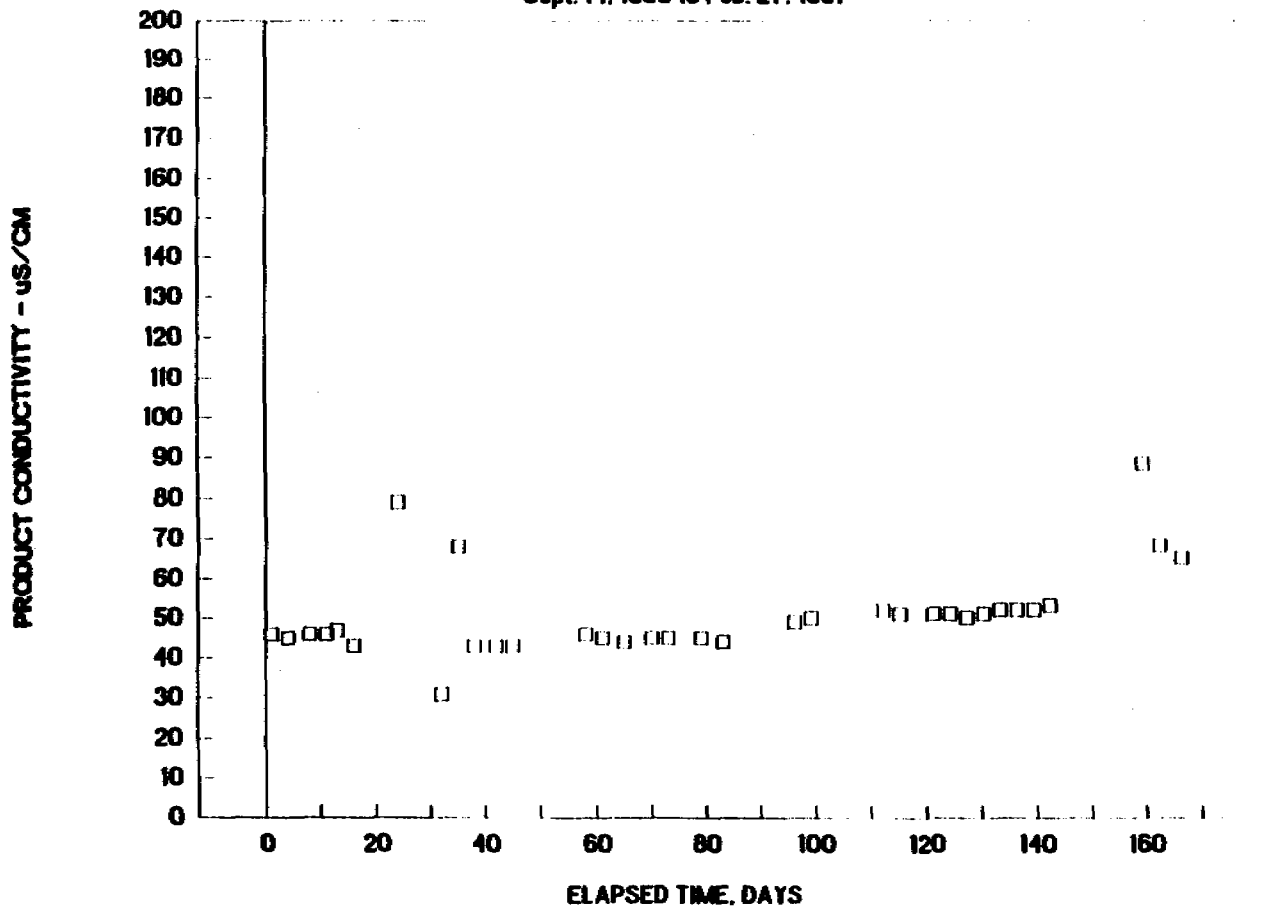


PROCESS FLOW DIAGRAM - ARLINGTON DESALTER



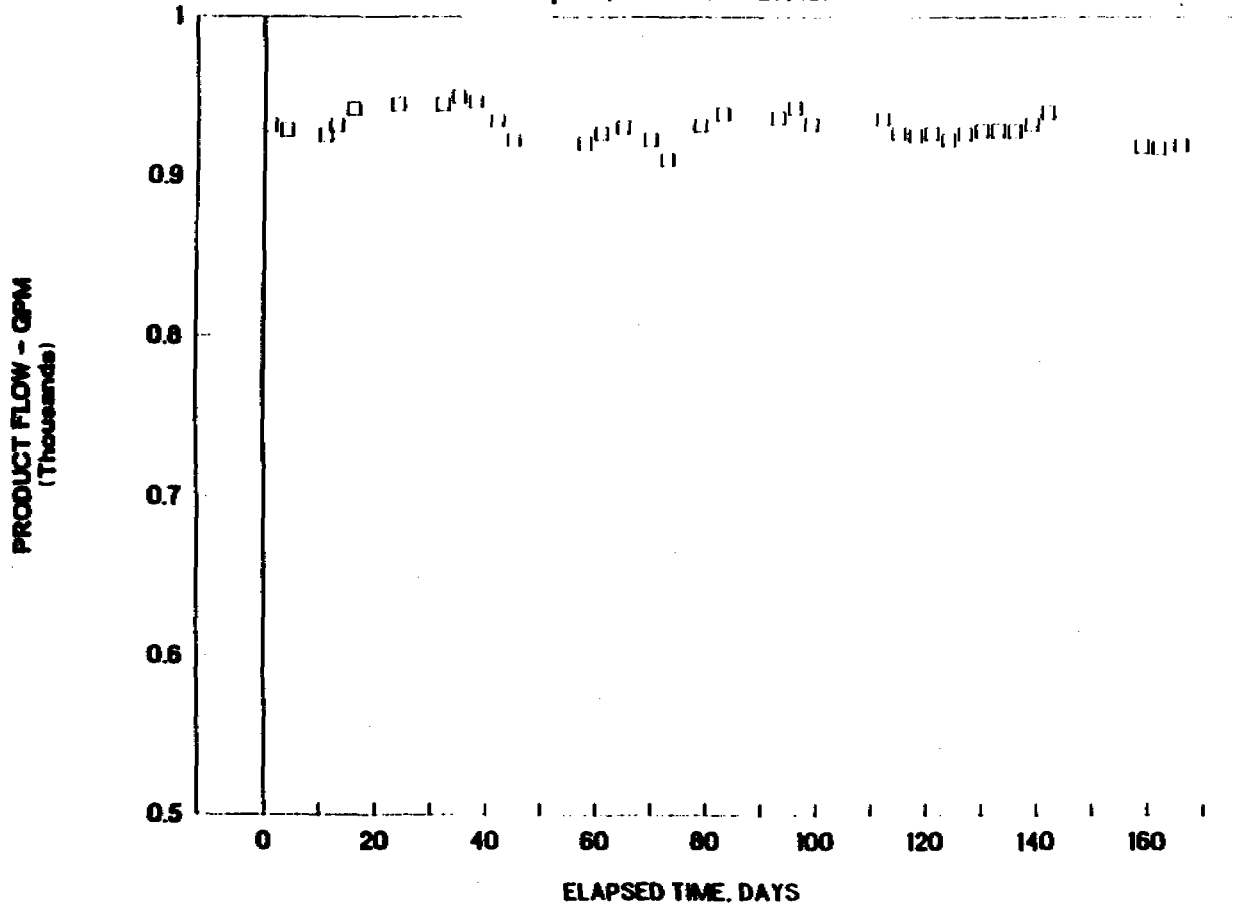
ARLINGTON RO PLANT - TRAIN A

Sept. 14, 1990 to Feb. 27, 1991



ARLINGTON RO PLANT - TRAIN A

Sept. 14, 1990 to Feb. 27, 1991



PERSPECTIVAS PARA EL TRATAMIENTO Y REUSO DEL AGUA COMO FUENTE DE ABASTECIMIENTO COMPLEMENTARIA

Ing. Rubén Barocio R. Sistemas de Agua Potable, SA de CV.
Ing. Paula Noreña Franco. AMBIOTEC, SA de CV.
Ing. Ignacio Castillo E. Sistemas de Agua Potable, SA de CV.

RESUMEN

A partir de un análisis de las demandas medias de agua proyectadas para los próximos 20 años, así como de las tecnologías modernas de tratamiento para convertir el agua residual en agua renovada que puede satisfacer, virtualmente, las normas de calidad más exigentes, incluso para uso potable, se plantean 3 escenarios de suministro para el Area Metropolitana del Valle de México. El primero de éstos prevé que los incrementos en las demandas se cubran en su totalidad con agua potable proveniente de fuentes lejanas; el segundo incluye el aprovechamiento del agua renovada en la totalidad de los usos convencionales; y, conteniendo a este último, el tercero, donde se intensifica al máximo el reúso, llegando a suministrar poco más del 20% del caudal doméstico requerido en el año 2010.

Con base en los planteamientos anteriores, para los 3 escenarios se comparan los costos y se concluye que, entre otros aspectos, es alentador y atractivo el reúso del agua en el Area Metropolitana.

INTRODUCCION

Es ya generalmente aceptado que el tratamiento y reúso de aguas residuales, en forma directa o a través de esquemas de intercambio, constituye un elemento importante en la solución de la problemática del abastecimiento de agua a un número creciente de ciudades en nuestro país.

La toma de decisiones relacionadas con programas concretos de tratamiento y reúso o referentes a la inversión en proyectos específicos requiere considerar numerosas variables tales como la demanda y la disponibilidad del agua en el tiempo para diferentes usos, la localización específica para la captación de aguas residuales y la calidad de éstas, los aspectos legales, y los compromisos ya

establecidos para el uso de aguas residuales. Por otra parte es necesario considerar la localización de la demanda de aguas tratadas, los criterios de salud y, desde luego, los costos, tanto de los diversos niveles de tratamiento para lograr calidades de agua adecuadas para diferentes usos, como del agua de primer uso que se requeriría opcionalmente, incluyendo en ambos casos el costo de hacer llegar el agua al usuario.

El presente trabajo analiza algunas de las variables mencionadas para el caso del Area Metropolitana del Valle de México, y propone posibilidades reales de utilización de aguas residuales tratadas para diferentes usos. También compara los costos totales de abastecimiento de agua a dicha área en los escenarios establecidos.

CONSIDERACIONES BASICAS.

En el trabajo se han utilizado hipótesis que, al mismo tiempo que facilitaron su desarrollo, no alteran las conclusiones fundamentales. Dichas hipótesis son:

-Para el cálculo de las demandas de agua se tomaron en cuenta, por una parte, los resultados preliminares de los Censos Poblacionales 1990, y por otra, las tasas de crecimiento propuestas por el Colegio de México para los próximos 20 años.

-Se considera nulo el crecimiento de los volúmenes demandados para fines agrícolas e industriales en el área de estudio.

-Debido a que en el presente trabajo sólo se analizan las posibilidades de substituir el agua de abastecimiento proveniente de fuentes lejanas, no se cuantificaron las demandas de agua relativas a la recarga de acuíferos.

-El uso en servicios se refiere a los volúmenes empleados en riego de áreas verdes, así como a los destinados al llenado de lagos recreativos. Se incluyen en el renglón de uso agrícola los caudales utilizados directamente en riego y aquéllos para mantener los niveles de los canales en Xochimilco y Tláhuac.

-El escenario c) supone que toda el agua negra que actualmente se utiliza en riego agrícola es substituida por agua con tratamiento a nivel primario 1. Asimismo, los escenarios b) y c) consideran que el agua potable que actualmente se emplea en servicios es reemplazada por agua residual tratada de nivel secundario.

-Los trenes de tratamiento propuestos para el cálculo de los costos unitarios por m³ de agua renovada son: a) primario 1 (PT+TP+CL), b) primario 2 (PT+LF+CL), c) secundario (PT+TP+LA+CL), d) terciario 1 (PT+TP+LA+FA+CL), e) terciario 2 (PT+TP+LA+CF+FA+CL), f) avanzado 1 (PT+TP+LA+CF+FA+AC+OZ), y g) avanzado 2 (PT+TP+LA+FA+OI+CL); donde: PT=Pretratamiento, TP=Tratamiento Primario, CL=Cloración, LF=Lagunas Facultativas, LA=Lodos Activados, FA=Filtración después de Lodos Activados, AC=Adsorción con Carbón, OZ=Ozonación, y OI=Osmosis Inversa.

-Se considera que la distribución espacial de la oferta de agua renovada es tal que permite satisfacer la demanda en términos económicos.

-Cuando los requerimientos de agua residual para tratamiento afecten los compromisos de usos de aguas negras establecidos, se dará prioridad a los proyectos de tratamiento y reúso dentro del Valle.

-Se supusieron calidades medias del agua residual en los cálculos de los costos de tratamiento.

-Los costos del agua residual tratada se han calculado para trenes de 1 m³/s de capacidad.

-Para la comparación de costos entre agua residual tratada y agua de fuentes lejanas, se tomó en cuenta el costo ponderado del agua proveniente de éstas últimas.

-El cálculo de los costos tanto para agua tratada como para agua importada de otras cuencas considera la amortización de las inversiones en el tiempo de vida útil de las obras.

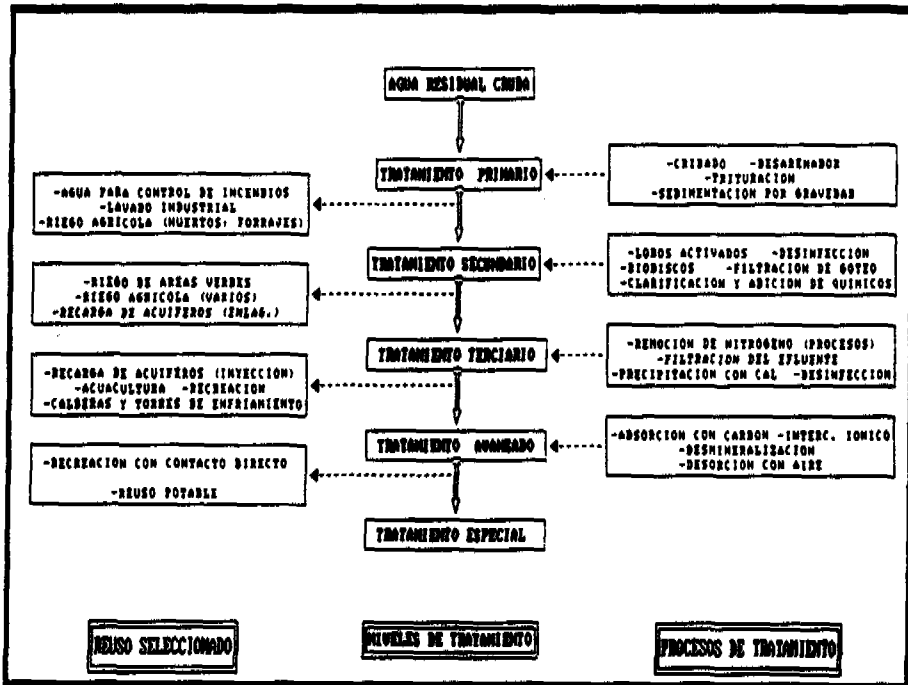
CUADRO 1. CONSUMOS DE AGUA POR TIPO DE USO

CONSUMOS MEDIOS EN l/s					
TIPO DE USO					
TIPO DE AGUA	DOMESTICO	SERVICIOS	INDUSTRIAL	AGRICOLA	TOTAL
POTABLE	46,200	2,200	5,100		53,500
CLARA				9,200	9,200
RENOVADA		900	1,500	1,900	4,300
NEGRA				5,500	5,500
TOTAL	46,200	3,100	6,600	16,600	73,600

CUADRO 2. DEMANDAS MEDIAS DE AGUA.

TIPO DE USO	DEMANDAS MEDIAS EN l/s			
	1990	1994	2000	2010
DOMESTICO	46,200	52,415	58,575	65,255
SERVICIOS	3,100	3,190	3,570	3,985
AGRICOLA	16,600	16,600	16,600	16,600
INDUSTRIAL	6,600	6,600	6,600	6,600
TOTAL	73,600	78,805	85,345	92,440

CUADRO 3. NIVELES DE TRATAMIENTO REQUERIDOS PARA LA APLICACION DE AGUA RENOVADA SEGUN EL USO SELECCIONADO



CUADRO 4. ESCENARIOS PROPUESTOS PARA LA SUSTITUCION DE AGUA POTABLE POR AGUA RENOVADA.

(VOLUMENES EN MILLONES DE METROS CUBICOS POR AÑO)

ESCENARIO A

USO/ TIPO DE AGUA	1990				1994				2000				2010			
	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG
DOMESTICA	1456.9				1627.1				1821.6				2832.3			
SERVICIOS	69.4		28.4		77.5		28.4		86.8		28.4		96.8		28.4	
AGRICOLA		298.1	59.9	173.5		298.1	59.9	173.5		298.1	59.9	173.5		298.1	59.9	173.5
INDUSTRIAL	168.8		47.3		168.8		47.3		168.8		47.3		168.8		47.3	
TOTAL	1687.1	298.1	135.6	173.5	1865	298.1	135.3	173.5	2069.2	298.1	135.6	173.5	2289.9	298.1	135.6	173.5

ESCENARIO B

USO/ TIPO DE AGUA	1990				1994				2000				2010			
	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG
DOMESTICA	1456.9				1627.1				1821.6				2832.3			
SERVICIOS	69.4		28.4		62.8		47.2		48.6		73.6				136.3	
AGRICOLA		298.1	59.9	173.5		172.2	177.8	173.5		85.2	264.8	173.5			358.8	173.5
INDUSTRIAL	168.8		47.3		141.9		66.2		116.7		91.5		72.5		135.6	
TOTAL	1687.1	298.1	135.6	173.5	1831.8	172.2	291.2	173.5	1906.9	85.2	429.9	173.5	2104.8		621.1	173.5

ESCENARIO C

USO/ TIPO DE AGUA	1990				1994				2000				2010			
	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG	POT	CLA	REN	NEG
DOMESTICA	1456.9				1611.4		15.7		1611.4		218.2		1611.4		421.4	
SERVICIOS	69.4		28.4		62.8		47.2		48.6		73.6				136.3	
AGRICOLA		298.1	59.9	173.5		172.2	212.5	138.8		85.2	316.9	121.4			523.5	
INDUSTRIAL	168.8		47.3		141.9		66.2		116.7		91.5		72.5		135.6	
TOTAL	1687.1	298.1	135.6	173.5	1815.3	172.2	341.6	138.8	1776.7	85.2	692.2	121.4	1683.9		1217	

CONCLUSIONES

-En los próximos 20 años se espera que el incremento en la demanda de agua potable sea de aproximadamente $20.8 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que representa un incremento promedio anual de $1.04 \text{ m}^3/\text{s}$, aún sin tomar en cuenta la necesidad de limitar la sobreexplotación de los acuíferos que se estima en $17 \text{ m}^3/\text{s}$ (cuadros 1 y 2). Estas cifras implican que aún suponiendo una implementación exitosa de los Programas para el Uso Eficiente del Agua, será necesario recurrir a nuevas fuentes de abastecimiento para satisfacer la demanda.

-El costo de agua residual tratada según el tratamiento requerido para los distintos usos (cuadro 3) varía entre el 0.11 y el 0.83 del correspondiente a las fuentes lejanas de agua potable. Es evidente que el empleo de agua residual tratada, con un esquema de manejo eficiente, es muy atractivo (cuadro 4).

-En la actualidad se emplean alrededor de $53.3 \text{ m}^3/\text{s}$ de agua potable, de los cuales es factible substituir por agua renovada al menos $15.7 \text{ m}^3/\text{s}$. En los escenarios b) y c) se hacen dos propuestas de reestructuración para dicha substitución que, progresivamente, implica un incremento anual en los sistemas de tratamiento de $0.9 \text{ m}^3/\text{s}$ en el escenario b), y de $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ en el c), el más optimista (cuadro 5).

-Los incrementos anuales promedio en m^3/s son razonables en los escenarios b) y c); están al alcance de la capacidad técnica y de inversión de nuestro país (cuadros 6 y 7).

-En el escenario b), que limita el reúso del agua a los usos convencionales, se alcanzarían ahorros de casi $6 \text{ m}^3/\text{s}$ del agua potable. En la opción c), se llegaría a suplir hasta un 20% de la demanda para satisfacer los usos domésticos con agua residual tratada. Ambas opciones son económicamente más atractivas que el escenario a).

RECOMENDACIONES.

-Intensificar la investigación en los tratamientos avanzados para disminuir su costo y para despejar dudas relativas al empleo del agua renovada para consumo humano.

-Incrementar los estímulos fiscales, tarifarios, jurídicos y reglamentarios para el reúso del agua.

-Contar con programas eficientes de seguimiento y control para la vigilancia de la calidad de las aguas tratadas.

-Regular, en la medida de lo posible, los caudales producidos en las plantas de tratamiento, con el fin de que sean aprovechados al máximo.

REFERENCIAS.

1. Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.
XI CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA, 1990.
RESULTADOS PRELIMINARES.
2. Departamento del Distrito Federal, El Colegio de México.
ATLAS DE LA CIUDAD DE MEXICO.
Editorial Plaza y Valdés, 1988.
3. Moreno M. Sergio.
EVALUACION TECNICO ECONOMICA DE DISTINTAS FUENTES
SUBTERRANEAS Y SUPERFICIALES DE SUMINISTRO.
DGCOH, 1987.
4. Autores Varios.
ESTUDIOS ESPECIFICOS PARA EL TRATAMIENTO Y EL REUSO DE
LAS AGUAS RESIDUALES EN EL AREA METROPOLITANA DE LA
CIUDAD DE MEXICO.
DIPLASA, SGTE, SAFEGE, 1990-1991.

CUADRO 5. CRECIMIENTO DE CAPACIDAD DE TRATAMIENTO A TRAVÉS DEL TIEMPO
(# m³/s instalados en promedio, por año, en los periodos señalados)

	1998	1994	2000	2010
ESCENARIO A	4.3	4.3	4.3	4.3
ESCENARIO B	4.3	9.2	13.6	19.7
ESCENARIO C	4.3	18.8	21.9	38.6

CUADRO 6. COSTOS UNITARIOS DE AGUA POTABLE Y DE AGUA RENOVADA.

AGUA POTABLE		COMPARACION DE LOS COSTOS (considerando el costo total ponderado del agua potable)		AGUA RENOVADA	
FUENTE	COSTO UNITARIO \$/m ³	NIVEL DE TRATAMIENTO	COSTOS AP/AR	NIVEL DE TRATAMIENTO	COSTO UNITARIO \$/m ³
CITZAMALA (3a etapa)	2,848.2	PRIMARIO 1	38.3	PRIMARIO 1	64.6
LIBRES/ORIENTAL	1,292.8	PRIMARIO 2	9.5	PRIMARIO 2	285.9
ALTO APACUZAC	2,812.9	SECUNDARIO	4.5	SECUNDARIO	434.8
MEDIO APACUZAC	2,178.8	TERCIARIO 1	2.4	TERCIARIO 1	814.1
TZUCULUTLA	2,173.8	TERCIARIO 2	1.9	TERCIARIO 2	1,833.4
TANNINAY/TLAUTLA	1,878.8	AVANZADO 1	1.3	AVANZADO 1	1,564.5
TANNINAY	638.7	AVANZADO 2	1.2	AVANZADO 2	1,621.7
COSTO TOTAL Ponderado	1,953.9				

CUADRO 7. COSTOS TOTALES POR INCREMENTOS EN EL SUMINISTRO DE AGUA.
(# en miles de millones de pesos)

	1994		2000		2010		
	\$/ano	\$/hab/ano	\$/ano	\$/hab/ano	\$/ano	\$/hab/ano	
ESCENARIO A	348.4	21,270	746.6	48,904	1,774.9	34,278	
ESCENARIO B	330.3	20,268	706.8	38,679	1,894.7	38,444	
ESCENARIO C	327.8	20,057	639.4	35,831	966.7	44,546	
DIFERENCIA	A-B	18.1	1,110	40.6	2,225	83.2	3,834
	A-C	21.4	1,313	107.2	3,873	211.2	9,732

HYDRO-POWERED REVERSE OSMOSIS (RO) DESALINATION FOR CO-GENERATION

Masahiro Murakami, Nippon Koei Co., Ltd. Consulting Engineers
2-5 Kojimachi Chiyoda-ku, Tokyo, Japan
Katsumi Musiake, Institute of Industrial Science, University of Tokyo
22-1, Roppongi 7-chome, Minato-ku, Tokyo, Japan

ABSTRACT

A new co-generation application of the hydro-power development with application of reverse osmosis (RO) desalination is demonstrated in this paper, in which the technical feasibility of the hydro-powered reverse osmosis desalination system is examined in the Aqaba-Disi water pipeline project in Jordan and Mediterranean-Dead Sea (MDS) Conduit scheme in Israel/Jordan. Substantial reduction in the operating cost and energy could improve the cost constraints of the desalination technology. The unit cost of the hydro-powered reverse osmosis desalination is preliminarily estimated to be US\$0.4/m³ for brackish groundwater and US\$0.9/m³ for seawater.

INTRODUCTION

Most countries in the Middle East already have a water deficit. They consume every drop of the rechargeable (annually renewed) water available to them in the rivers and subsurface aquifers and are rapidly mining underground fossil water that can be used once and then is gone for good. Israel has just been over committed and depleting virtually all of their renewable sources of fresh water in the 1980s. The neighbor state of Jordan and many other Arab states will also soon be depleted their own renewable sources if current patterns of water consumption are not quickly and radically altered.

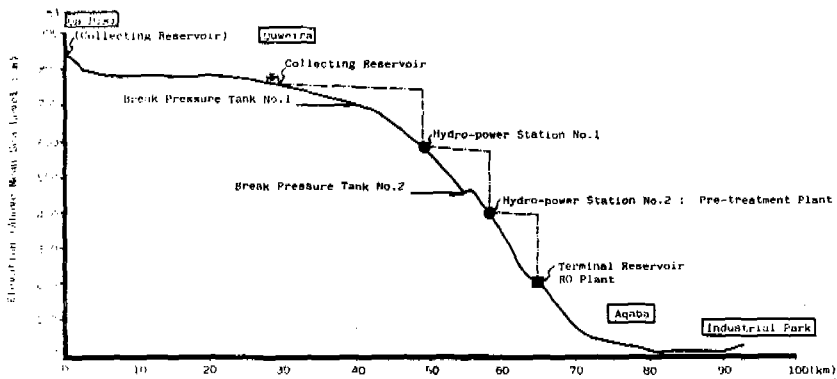
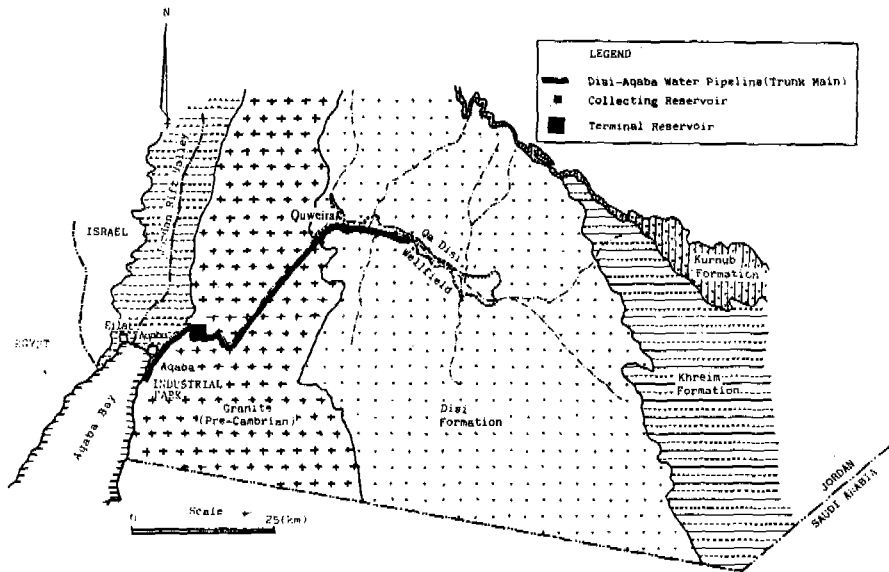


Fig.1 Aqaba-Disi Water Supply Scheme for Co-generation

Jordan includes following objectives;

- Development of potential energy in a water pipeline (trunk main) which comprises 5.2 MW of theoretical hydro-potential for a total head of 840 m, not only for the hydro-power but also for the reverse osmosis (RO) desalination.
- Conservation of non-renewable fresh groundwater in Disi aquifer to replace it by developing brackish groundwater in the Khreim and/or Kurnub sandstones.
- Hydro-electric development, using 400 m of water head difference in the existing trunk main.
- Brackish groundwater reverse osmosis (RO) desalination with direct use of hydro-potential energy at 200 m of water head difference in the existing trunk main.

The brackish groundwater with salinity about 4,000 ppm/TDS would be exploited from the porous sandstones in the Khreim and/or Kurnub formations near the trunk main. The potential is preliminarily estimated as 5.2 MW. The discharge of the trunk main is assumed to be 17.5×10^6 year⁻¹ which is equivalent to a design capacity of $0.663 \text{ m}^3/\text{sec}$ with a total operating time of 21 hours per day. The brackish water flows down from collecting reservoir (E.L=840m) to desalination plant as terminal reservoir (E.L=220m), through existing pipeline system passing by two hydro-power stations by steps; the 1st hydro-power station (E.L=630m) and the 2nd hydro-power station (E.L=410m). The installed capacity and annual power output of the two stations are estimated to be 2,078 KW and 15,900 MWh per annum in total, respectively. The following equations are used by assuming a 5 % of friction head loss, 0.80 of synthesized efficiency and 0.873 of generating efficiency;

$$P_{th} = 9.8 * Q * H_e \quad (1)$$

$$P = P_{th} * E_f \quad (2)$$

$$W_p = 365 * 24 * G_f * P \quad (3)$$

where: P_{th} : Hydro-potential (KW)

Q : Flow discharge (m^3/sec)

H_e : Effective difference head of water (m)

P : Installed capacity (KW)

E_f : Synthesized efficiency (-)

Wp : Potential power generation per annum (KWh)
Gf : Generating efficiency

The hydro-powered reverse osmosis (RO) system is composed of three parts; 1st part of the pre-treatment unit, 2nd part of the pressure pipeline unit, and the 3rd part of the RO unit. The pre-treatment unit is to be sited just beside the outlet of the 2nd mini-hydro-power station (E.L.=410m), including dual-media filters (hydro-anthracite & fine sands), and cartridge filters (5 micron size). After passing through the cartridge filter, the flow water is connected with a pressure pipeline (trunk main between 410 m and 220 m) to obtain the hydraulic pressure at 18 kg/cm², which is directly used to transfer the osmosis pressure to be needed to permeate the RO membrane. The main heart of the RO unit is a membrane, which is a low-pressure type, spiral wounded compost type with 8 inch diameter, including the specifications; i) salt rejection rate of 99.4%, ii) design operating pressure of 18 kg/cm², iii) design amount of permeate of 13m³ per day, and iv) maximum operating water temperature at 40°C, and pH of feed water between 6.0 and 6.5.

A unit line of the RO vessel consists of a series circuit with six modules. Recovery is estimated to be 60 % of the feedwater, including 28,800 m³/day of permeate with salinity at 100 ppm of the total dissolved solids (TDS) and 19,200 m³/day of brine reject with TDS at 10,000 ppm. The effective pressure of the brine reject is estimated to be 15 kg/cm² by assuming the friction loss of 3 kg/cm² in the RO circuit. The potential energy recovery from the RO brine reject is preliminarily estimated to be 460 KW (=9.8*0.4*15*9.8*0.8), which is equivalent to generate the electricity of 2,740 MWh per annum by assuming the generating efficiency of 68 %. The unit cost of the permeate is preliminarily estimated to be US\$0.4/m³.

MEDITERRANEAN-DEAD SEA (MDS) CANAL SCHEME

The Mediterranean-Dead Sea (MDS) Canal scheme, also known as a hydro-solar power development, is made possible by the existence of a vast depression (sea surface area of 1,000km² with elevation at -400m) at a distance not too far from the sea (:72 km), and the region's characteristically arid climate (with resulting high degree of evaporation at a rate of 1600 mm per annum from the sea surface). Mediterranean-Dead Sea (MDS) Canal hydro-power project, as it was named

Non-conventional water resources and energy development, including desalination of seawater and brackish waters by co-generation method, will be a key issue of the water resources planning in arid to semi-arid countries in the 21st century. The applications of groundwater-hydro and solar-hydro with reverse osmosis (RO) desalination, which is a new type of co-generation system proposed herewith, is likely to be a key technological development in this region for the strategic objectives of saving fossil energy and the global environment. Two case studies of "hydro-powered brackish groundwater reverse osmosis (RO) desalination in Aqaba-Disi water pipeline project in Jordan" and "hydro-powered seawater reverse osmosis (RO) desalination in Mediterranean-Dead Sea (MDS) conduit scheme in Israel" are examined in this study.

AQABA WATER SUPPLY PROJECT IN JORDAN

Aqaba is situated at the head of the Gulf of Aqaba on the Red Sea and at the southern end of Wadi Araba (Fig.1). Aqaba is an important commercial center of Jordan with expansion being accompanied by a rapid growth of industrial development along Jordan's limited coastline. Owing to a hyper-arid climate of the southern Jordan, water supply has been a major constraint of the Aqaba regional development. The Disi wellfield, which is located at 50 km northeast from Aqaba with an elevation at 840 m, was selected for the source of water supply scheme. The Disi is a non-renewable (fossil) aquifer, however, with less salinity in the range between 300 and 400 ppm of total dissolved solids. From model simulation study, the aquifer has been estimated to support a maximum abstraction in the range between $17 \times 10^6 \text{ m}^3$ to $19 \times 10^6 \text{ m}^3$ per annum for at least 50 years (NRA:1986). A ductile iron trunk main 800-450 mm in diameter and 92 km long carries the water from Disi to Aqaba and southwards to the Fertilizer Factory near the Saudi border. Pressure is broken at three locations along the pipeline to limit pressure to a maximum of 25 (kg/cm^2) as shown in profile of the trunk main on Fig.1.

DISI-AQABA HYDRO-POWERED REVERSE OSMOSIS (RO) DESALINATION SCHEME

A proposed hydro-powered reverse osmosis (RO) desalination is a non-conventional application of co-generating system by annexing groundwater-hydro system with reverse osmosis (RO) desalination unit. The pioneer research on the brackish groundwater reverse osmosis (RO) desalination in

in 1980, was designed to exploit the 400 m elevation difference between the Mediterranean Sea (zero meters) and the Dead Sea (-402 meters) by linking the two seas (Fig.2).

HYDRO-SOLAR DEVELOPMENT WITH HYDRO-POWERED REVERSE OSMOSIS DESALINATION

Israel's Mediterranean-Dead Sea (MDS) Canal plan was conceived to provide hydro-electric power (WPDC,1980), but it did not offer any concept of shared resources and solution to the urgent need for fresh water supply. The joint Israel/Jordan Mediterranean-Dead Sea conduit scheme is a co-generation application which would combine hydro-solar power development with hydro-powered seawater reverse osmosis (RO) desalination (Fig.2). The scheme, which would be maintained at a steady-state level with some seasonal fluctuations of about 2 meters to sustain the sea water level between -402 m and -390 m below the mean sea water level, includes following major components:

- 1) An upstream reservoir (the Mediterranean) at zero sea level, with essentially an unlimited amount of water.
- 2) A water carrier, assuming several alternative schemes, depending the route considered, including a gravitational canal, a tunnel with booster pumping, or an open gravitational canal.
- 3) An upper reservoir and surge shaft at the outlet of the water carrier to allow for regulating the water flow.
- 4) A storage type hydroelectric unit capable of reverse operation to allow the system to also work as a pumped-storage unit, if required.
- 5) A downstream reservoir of the Dead Sea, at a present surface elevation of approximately 402 m below sea level.
- 6) A hydro-powered reverse osmosis (RO) desalination plant, including pre-treatment unit, pressure converter unit, RO unit, energy recovery unit, post-treatment unit, and regulating reservoirs for distribution.

The theoretical hydro-potential, installed capacity for peak-power, and potential power generation (annual output) were preliminarily estimated to be 194 MW, 480 MW and 1.26×10^9 KWh per annum, respectively, by assuming 8 hours a day of the peak power operation, 1.03 of specific weight of the intake water, 50.7-152.1 m^3/sec of flow discharge, 5% of friction loss of the total water head, 0.85 of the synthesized efficiency.

The marginal operation of the RO system is designed to use the hydro-potential energy in the pipeline-tunnel system (400 m of differential water head) for 16 hours a day of the off-peak time. The feed water requirements to produce 86,400-259,000 m³ per day of permeate with 1,000 ppm of the total dissolved solids (TDS) are estimated to be 288,000-864,000 m³ per day assuming 30 % of recovery ratio (70 % for brine reject). The energy recovery from the brine reject is estimated to be 9,460-28,390 KW by assuming 70 % of the rejected water from the feedwater. The recovered energy (electricity) is suggested to produce 12 kg/cm² of pressure, which will be returned to the pressure control unit to generate 50 Kg/cm² of pressure required to permeate seawater through RO membrane. The unit cost of the permeate is preliminarily estimated to be US\$0.9/m³.

CONCLUDING REMARKS

Application studies on the hydro-powered reverse osmosis (RO) desalination including two case studies in Jordan (brackish groundwater) and Israel (seawater) suggests a substantial reduction in operating cost and energy which has long been a major constraints in the desalination practice. The desalination of saline water by the membrane process with low energy requirement, will play an increasingly important role in the water resources planning of the next decade. Joint Israel/Jordan development of the Mediterranean-Dead Sea Conduit scheme is based on the concept of shared resources and benefit of the two riparian states in the Jordan river system. This study attempts to evaluate some new non-conventional approaches to water resources which need to taken into account in building the new peace of the Middle East. These new approach offer the opportunity to introduce new applications of well-tried technology to solve long-standing water problems which are at the center of many of the potential source of conflict.

REFERENCES

- NRA - Howard Humphereys Ltd., (1986), "Groundwater Resources Study in the Shidiya Area", Main Report, pp.49-112.
- WPDC, International News, (1980), "Israel Decides on Canal Route", Water Power & Dam Construction, October 1980, p.4.

EXPERIENCIAS EN LA SELECCION DE EQUIPOS DE MEDICION

Luis Manuel López Román Miguel Angel Jiménez Juárez Comisión Nacional del Agua Cerrada de Sánchez Azcona No. 1723-10 piso Col. del Valle. México, 03100, D.F.

RESUMEN

La acción de medir y obtener información confiable, es más difícil y caro de lo que podría suponerse. El seguimiento a la adquisición, instalación y operación de aparatos para medir los caudales en sistemas de agua potable ha dejado en claro que no sólo basta con seleccionar el equipo y el sitio adecuado; en las condiciones en las que se encuentra la mayor parte de los pozos hay que realizar modificaciones importantes en sus descargas, se requieren tomar en cuenta las políticas de operación de los acuíferos que afectan la eficiencia de los equipos de bombeo y los caudales que conducen las tuberías.

Se presenta en este trabajo la experiencia obtenida en la evaluación en campo de 210 macromedidores instalados en 1989 de 5 marcas disponibles en el país, la evaluación de algunos medidores del tipo ultrasonido y de presión diferencial, se hacen también las recomendaciones para una mejor selección e instalación del medidor, así como los criterios para la evaluación del sistema de medición en su conjunto.

1. INTRODUCCION

Falta mucho por hacer en cuanto a la medición de caudales producidos en los sistemas de agua potable del país. Actualmente existen a nivel nacional 160 ciudades con población superior a los 10000 habitantes, de éstas sólo unas 20 tienen medición confiable y representan el 45% del caudal total suministrado a las zonas urbanas.

Se estima que del caudal de 90 m³/s que falta por medir la mayor parte se suministra de fuentes subterráneas mediante pozos, calculándose que sería necesario instalar unos 3000 medidores para tener una cobertura cercana al 100%.

En años recientes el Gobierno Federal ha apoyado actividades de medición en ciudades prioritarias, lográndose incrementar la cobertura en fuentes de suministro del 29% al 51%. En 1989 se instalaron por contrato 319 macromedidores de diversos diámetros tipos y marcas y el seguimiento y evaluación de su operación en condiciones reales ayudará en gran medida a la selección, tanto del medidor como de las mejores condiciones para su funcionamiento eficiente.

2. EXPERIENCIAS

2.1 Medidores tipo propela

2.1.1 Tamaño de la muestra analizada.

A todos los medidores instalados en 1989 se les ha dado seguimiento para conocer su comportamiento en condiciones reales de operación y las fallas mayores que pueden haber surgido después de 18 meses de funcionamiento. Sin embargo fue necesario escoger una muestra que fuera representativa y que incluyera todas las marcas para hacer una revisión minuciosa de su estado físico y operacional. De esta forma se evaluaron en campo 210 medidores de las cinco marcas que se encontraron disponibles en el país, esto representó cerca del 70% de los medidores que se instalaron ese año.

2.1.2 Resultados de la investigación física

De la revisión física que se llevó a cabo se pudo determinar que el 92% de los medidores instalados se encuentran en buen estado; del restante, el 5% se encuentra con la mica empañada y el 3% con algún tipo de problema en cuanto al funcionamiento adecuado de la aguja indicadora.

Por lo que se refiere a las descargas de los pozos de abastecimiento y sus accesorios aproximadamente el 50% tiene el tren de piezas adecuado para su buen funcionamiento y control, del otro 50% al 35% les hace falta piezas importantes como válvulas de seccionamiento o de no retorno y el 15% restante no contaban con accesorios secundarios como válvulas de expulsión de aire o inserciones para pitometría.

Así mismo, de la muestra investigada el 10% presentó fugas en las juntas entre piezas especiales y válvulas debido a envejecimiento, así mismo se presentaron fugas en la conexión con el medidor causadas por una deficiente instalación o mala selección de los empaques.

2.1.3 Errores en la estimación de caudales.

Se pudo apreciar la importancia que tiene instalar medidores en las fuentes de abastecimiento de los sistemas, ya que con la medición efectuada y realizando lecturas periódicas se observó que en las 9 ciudades donde se instalaron macromedidores en el 33% se estaban subestimando los caudales producidos y en el 67% se sobreestimaban. En varios casos la sobreestimación llegó a ser superior al 20% a pesar de que en estos organismos se hacían esfuerzos por disponer

de información confiable en los sistemas de producción. Es de imaginarse la imprecisión en que puede incurrirse al tratar de estimar los volúmenes con métodos de aforo no confiables, como por ejemplo cuando se hace a descarga libre sin tomar en cuenta las condiciones reales de operación, o cuando no se conocen los tiempos efectivos de operación de los equipos de bombeo.

2.1.4 Evaluación de los medidores

De los 210 pozos con medidor evaluados, aproximadamente el 60% descarga directamente a la red de abastecimiento de las ciudades con las consecuentes variaciones de caudales, el otro 40% descarga ya sea a rebombos o a tanques de almacenamiento o regulación. Los medidores trabajando en estas 2 condiciones distintas se evaluaron de manera diferente:

Los que descargan a tanques o a cárcamos denominados de caudal constante simplemente se comparó su caudal en un periodo determinado con el del medidor patrón que en todos los casos fue equipo pitot simplex, observándose que las variaciones horarias del caudal son mínimas y sólo se ven afectados por las variaciones en el voltaje inducido al equipo de bombeo.

En este caso de medidores funcionando prácticamente con un caudal constante se pudo deducir que el 90% considerando todas las marcas funcionan bien, es decir dentro del rango de error, Inclusive Podría ser recomendable que en una primera etapa del proyecto de macromedición se instalara sólo una válvula de pitometría y un horómetro para que con base en mediciones periódicas con equipo de pitometría y tomando el tiempo de operación se pudieran determinar los caudales producidos por esas fuentes, reduciendo la inversión que podría dedicarse a medir otros puntos u otros parámetros del sistema de abastecimiento como presiones o niveles o iniciar acciones para la automatización de unidades operacionales estratégicas.

Por lo que respecta a las descargas de pozos con aparatos que están midiendo caudales muy variables por estar conectados directamente a la red de distribución se tuvieron resultados muy diversos de difícil interpretación, sin poder llegar a la conclusión pretendida de identificar el medidor que mejor desempeño tuviera en condiciones reales de operación; son varias las razones que pueden explicar lo anterior:

- En el 90% de las descargas de pozos fue necesario instalar el medidor con la especificación mínima de dejar libre de piezas especiales o cambios de dirección una longitud de 5 y 2 diámetros aguas arriba y aguas abajo respectivamente.
- La situación anterior se combinó con la presencia de aire, en muchos casos excesivo para tener una medición confiable del medidor patrón, o velocidades muy bajas en la tubería de descarga que dan como resultado caudales pequeños que quedan en los límites inferiores de exactitud del medidor, y aunque en algunos casos quedan comprendidos dentro del rango que el fabricante indica con un error del $\pm 5\%$ esto no ocurrió en la práctica.
- En el 60% de los pozos las válvulas de seccionamiento están muy castigadas y no se pudo lograr simular diversas condiciones de operación del equipo manipulando dichas válvulas hasta obtener caudales pequeños que pudieran ser verificados contra el medidor patrón.

No obstante a lo comentado anteriormente, en los casos en los que fue posible cumplir con las condiciones mencionadas que representaron el 70% del total de los medidores evaluados, se pudo concluir que no son los medidores los culpables de los errores que se tienen en el cálculo de los caudales producidos en los sistemas de agua potable, pues en términos generales considerando las 5 marcas distintas, en el 80% de los sitios medidos se tienen lecturas con un error hasta de un 5% que puede considerarse aceptable tomando en cuenta todos los factores que como se ha mencionado pueden afectar la precisión tanto del aparato de medición como del equipo utilizado como medidor patrón.

Por lo que se refiere a los efectos nocivos que la calidad del agua, puede tener en las piezas del medidor afectando su buen funcionamiento y precisión, en el tiempo que tienen los aparatos operando en esas condiciones no han mostrado daños o alteraciones significativas que puedan alertar sobre ventajas de una marca determinada o de materiales más resistentes a las condiciones del agua.

2.1.5 Problemática para medir bien en pozos ya construidos

A menudo puede parecer muy sencilla y fácil de implantar la acción de medir; no obstante la situación real de las descargas de los pozos con distancias libres mínimas o muy comprometidas y el desconocimiento de la variación tan grande de las condiciones de operación de los sistemas que dificulta la selección del equipo más adecuado, hacen que esta labor sea compleja y no siempre proporcione los resultados esperados.

En efecto, en la mayoría de los casos de pozos ya construidos no se puede cumplir con las especificaciones que sugiere el fabricante para instalar el medidor en un tramo recto de tubería libre de piezas especiales, de 10 diámetros aguas arriba y 5 aguas abajo; aunque hay que hacer notar que en otras recomendaciones-los mismos fabricantes indican como mínimo

3 diámetros aguas arriba y 2 aguas abajo, desconociéndose las bases técnicas para estas especificaciones y su influencia en la precisión de las lecturas del aparato.

3. EVALUACION DE MEDIDORES ESPECIALES

3.1 Medidores ultrasónicos

Con el fin de seleccionar un equipo de medición portátil como alternativa al uso del pitot para hacer medición no permanente, se evaluaron en campo medidores del tipo Tiempo en Tránsito y Efecto Doppler de 3 marcas. Para el efecto se instalaron en descargas de equipos de bombeo y líneas de conducción de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Distrito Federal (DGOH) que presentaban tramos rectos de más de 30 diámetros, libres de piezas especiales o cambios de diámetro o dirección y, que estaban instrumentados con un pitot modificado tipo Annubar y registrador gráfico, así como válvula de inserción para pitometría.

De los 3 equipos de Efecto Doppler probados ninguno dio resultados satisfactorios, ni siquiera dentro de un rango de error del $\pm 5\%$. Los resultados de una de las marcas fueron las siguientes: de 4 aforos efectuados contra el medidor patrón se tuvieron diferencias del -39% , -36.8 , -18.7 y -22.5 por ciento del caudal total. Cabe mencionar que el técnico que distribuye esa marca en el país estaba presente y no pudo explicar las grandes diferencias observadas.

En lo que respecta al medidor del tipo Tiempo en Tránsito en las mismas condiciones de operación del pozo mencionado, en las tres lecturas hubo una diferencia de -14% y al intentar efectuar la cuarta lectura no hubo registro apareciendo una señal en la pantalla que el técnico interpretó como probable presencia de turbulencia excesiva decidiendo suspender las mediciones en ese sitio.

Cabe mencionar que la descarga que la descarga del pozo es de 8 pulgadas de diámetro y el caudal que conduce es de 45 lps que coincidió con el caudal obtenido con pitot y el registrador del Annubar.

Posteriormente se seleccionó otro punto de medición en una línea de conducción también de la DGOH y tampoco se tuvieron buenos resultados detectándose errores superiores al 20% por lo que el técnico distribuidor de una de las marcas en México prefirió suspender las evaluaciones en campo y pedir instrucciones a la fábrica en EEUU; meses más tarde se hicieron otros intentos por evaluar el medidor y verificar su buen funcionamiento en las condiciones reales de operación con y sin la participación del representante de la marca sin conseguir todavía buenos resultados.

Aunque los resultados obtenidos no pueden considerarse concluyentes para descartar este tipo de equipo en la medición de agua potable, si van alertado sobre el cuidado que deberá tenerse al seleccionar o recomendar este tipo de instrumentos de medición para la generalidad de los organismos operadores del país, donde las condiciones de operación de los equipos son muy variables y en muchos casos deficientes para poder asegurar un flujo estable y sin turbulencias que garantice una medición confiable.

Cabe indicar que los medidores de efecto Doppler, requieren de partículas en suspensión para su operación adecuada y aunque el agua extraída de pozos contiene algunas partículas no son suficientes para que la señal ultrasónica se refleje y sea captada nuevamente por el elemento sensor.

En el caso de los medidores de Tiempo en Tránsito se requiere de agua limpia y régimen casi laminar para transmitir la señal hasta la pared opuesta de la tubería donde se encuentra el sensor.

3.2 Medidores de presión diferencial

El medidor de presión diferencial tipo Annubar es una buena opción cuando se quieren medir caudales en tuberías de diámetros mayores a 12 pulgadas, donde es importante tomar en cuenta las pérdidas de carga que pueden afectar el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento. Como parte de las acciones de medición realizadas en 1989 se instalaron medidores principalmente en líneas de conducción en diámetros desde 14 a 24 pulgadas.

Este tipo de medidores han sido hasta ahora poco utilizados en los sistemas de agua potable, sólo la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento del Estado de México y la DGOH tienen experiencias con estos aparatos.

Para la selección adecuada de estos equipos será necesario conocer entre otras cosas:

- Diámetro interno y externo de la tubería
- Tipo del material de la tubería
- Características físico-químicas del fluido
- Presión máxima, normal y mínima

- Flujo máximo, normal y mínimo
- Temperatura máxima de diseño

Así mismo, es recomendable que el personal encargado del equipo se capacite en su operación y mantenimiento para que sea capaz de realizar la calibración y el ajuste en su caso, para asegurar que el equipo este midiendo de manera confiable o evitar que quede fuera de servicio por tiempos prolongados. Esto se hace más importante al tener en cuenta que el apoyo técnico y la capacidad de respuesta de los proveedores de estos equipos en el país ha dejado mucho que desear, ya que al parecer no están estructurados para atender una demanda que hasta hace poco tiempo era casi exclusiva del sector industrial.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Es más importante dar mayor atención al conocimiento previo de las características del flujo en el sitio por medir y respetar los tramos rectos de tubería aguas arriba y abajo del medidor, que preocuparse mucho por la marca del medidor.
- Lo deseable sería hacer mediciones pitométricas y registros de las variaciones del caudal antes de seleccionar el diámetro y el rango de operación más adecuado.
- Para conocer caudales y volúmenes en puntos estratégicos de conducciones y líneas de distribución se recomienda tomar en cuenta medidores de presión diferencial del tipo Annubar por su versatilidad y pérdida de carga prácticamente despreciable.
- Es necesario que los macromedidores de las distintas marcas disponibles en el mercado nacional sean evaluados en laboratorio, sobre todo en los caudales cercanos al caudal mínimo de operación para verificar lo que está ofreciendo el fabricante en cuanto a precisión.
- Se recomienda que al hacer modificaciones en las descargas de los pozos para instalar el medidor se coloque la válvula de no retorno al final del tren de piezas pero antes de la válvula de seccionamiento para evitar alteraciones del flujo al medir u obtener el perfil de velocidades en una sección para evaluar el medidor, protegiendo al mismo tiempo al medidor.
- Se recomienda verificar la exactitud con una periodicidad cuando menos de cada 3 meses, utilizando como medidor patrón equipo pitot con el fin de asegurar la confiabilidad de la medición y sustentar la toma de decisiones que se generan; así mismo evaluar los medidores en operación en periodos más prolongados y el apoyo técnico y disponibilidad de refacciones y servicios de los proveedores de los equipos.
- La medición es un elemento clave para mejorar la operación de los sistemas y apoyar el desarrollo integral de los organismos por lo que debe seguir impulsándose hasta lograr su implantación efectiva en los sistemas de agua potable y alcantarillado de país.

REFERENCIAS

Comisión Nacional del Agua. "Gerencia de Uso Eficiente del Agua, Informe de resultados 1990", enero de 1990.

Comisión Nacional del Agua. "Criterios y Recomendaciones para la Selección, Adquisición e Instalación de Medidores para Conducciones a Presión". dicto. en revisión, noviembre de 1990. Gerencia de Uso Eficiente del Agua. Comisión Nacional del Agua. Estudios de "Revisión y evaluación de los equipos de medición instalados en las fuentes de abastecimiento en las ciudades de Aauascalientes, Puebla y San Luis Potosí". diciembre de 1990-enero de 1991. Gerencia de Uso Eficiente del Agua.

MEDICION DEL AGUA EN LAS CIUDADES MEXICANAS. UN ESFUERZO INSTITUCIONAL.

Jorge Carlos Saavedra Shimidzu Comisión Nacional del Agua. Cerrada de Sánchez Azcona No. 1723-100. Piso Col. del Valle México 03100, D. F.

A menudo se confunde medir, con instalar medidores, ya sean éstos para cuantificar el agua suministrada a una ciudad, o para determinar los volúmenes utilizados por los usuarios. En México, algunas de las grandes ciudades han establecido o están en proceso de mejorar sustancialmente sus niveles de medición, sin embargo otros organismos enfrentan el problema con escasez de recursos técnicos, financieros y normativos. Por ello, aprovechando las experiencias obtenidas y la iniciación del Programa Nacional de Agua Potable y Alcantarillado, se establecen apoyos e instrumentos específicos para instalar, operar, mantener y utilizar la información de la medición.

Estos apoyos se traducen específicamente en:

- Manuales y recomendaciones para un equipamiento adecuado y para la adquisición e instalación correctas.
- Apoyos tecnológicos para evaluar e instalar sólo aparatos de calidad.

1. Antecedentes.

En el año de 1988 se abastecían alrededor de 170 m³/s de agua a 160 localidades con población mayor de 10 mil habitantes. De este caudal sólo se medía directamente el 43%, faltando por medir cerca de 97 m³/s que suministraban agua a 140 localidades. En ese mismo año se estimaron 8.8 millones de tomas domiciliarias instaladas de las cuales únicamente el 49% tenían medidor y en ellas sólo el 40% de los medidores funcionaba. Esta situación nacional de escasez de control y conocimiento de los volúmenes suministrados y utilizados, era reflejo de la poca importancia que se le daba al proceso de medición del agua en un buen número de organismos operadores.

2. Marco Institucional.

La actual política federal en apoyo a la consolidación de los organismos operadores de los sistemas de agua potable y alcantarillado, está orientada entre otras cosas, a fortalecer su autonomía, capacidad de gestión y asegurar que las empresas sean autosuficientes técnica y financieramente. Para esto, es fundamental la aplicación de tarifas bien diseñadas y un proceso eficaz y eficiente de medición, tanto en fuentes de abastecimiento como en tomas domiciliarias.

Recuperar los rezagos en la medición es tarea de los organismos operadores, y para ello la Comisión Nacional del Agua (CNA), autoridad federal encargada de coordinar el programa nacional de agua potable y alcantarillado, emprendió desde 1989 el desarrollo de experiencias e instrumentos para apoyar las tareas de selección, adquisición, instalación de medidores, así como la medición propiamente dicha y verificación de lecturas. En las siguientes líneas describiremos estos esfuerzos institucionales y sus resultados.

Medición en fuentes de abastecimiento.

3.1 Equipamiento.

Se estima que la mayor parte del volumen suministrado a las ciudades y no medido se extrae por cerca de 3,000 pozos. En 1989, la CNA instaló 319 medidores en otras tantas fuentes de abastecimiento a nueve ciudades, pasando la cobertura nacional de medición del 43% al 51% del volumen abastecido a ciudades. Además, se equiparon 5 gerencias regionales de la CNA con equipo de pitometría para apoyar y capacitar en campo a los organismos operadores y así multiplicar las acciones de medición.

La realización de estos trabajos permitió generar dos manuales, por una parte los "Términos de Referencia para la selección, instalación y calibración de macromedidores en pozos" y, por otra parte, los "Criterios y Recomendaciones para la selección, adquisición e instalación de medidores en conductos a presión". Con el fin de facilitar el proceso de adquisición y selección de medidores se elaboró de manera conjunta con el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) el "Catálogo de Instrumentos de Medición".

3.2 Capacitación y apoyo directo.

Para que los organismos operadores establezcan programas de medición permanente y control de la operación en sus sistemas de abastecimiento, se brindó apoyo a 9 organismos operadores en asesoría de instalación de medidores de caudal del tipo de presión diferencial; aforos y manejo de equipo; revisión e instalación de estaciones de medición; y verificación de medidores. Se realizaron tres cursos de capacitación teórico-prácticos y se elaboró el "Manual para Aforo con Tubo de Pitot", en el que se dan las directrices y procedimientos para ejecutar los trabajos básicos de medición.

3.3 Verificación y desarrollo tecnológico.

El seguimiento a la operación de los medidores instalados arrojó como uno de sus resultados, que en el 37% de las ciudades se subestimaba el volumen ingresado a la red y en el 63% de las ciudades se sobrestimaba. Ver cuadro 1. Esta actividad permitió además verificar la precisión de 5 marcas de medidores de propela, encontrándose que el 30% trabajan dentro de los límites aceptables de

error; el 60% tienen errores que varían del 5 al 20%; y el 10% restante tienen errores exagerados por distancias inadecuadas en la instalación, y presencia de aire. Ver cuadro 2.

Todos los documentos citados se difunden entre los organismos operadores para su revisión y comentarios, de tal forma que después de corregidos y ampliados sirvan de apoyo a sus acciones de macromedición.

4. Medición domiciliaria.

Para elevar la cobertura de micromedición a un 70% en los próximos 4.5 años se requerirán instalar o sustituir alrededor de 1.1 millones de medidores anualmente; ello implica casi duplicar la capacidad total de producción de los fabricantes nacionales, o recurrir a importaciones.

En 1990 se adquirieron casi 400 mil medidores con un importe de 5,300 millones de pesos. Se importaron medidores de Puerto Rico Italia y España principalmente. Representantes de los grupos Kent y Schlumberger y de las fábricas Arad, Yuan Teai, FMM Rockwell y Metromex, se unieron a la oferta de los fabricantes mexicanos de los medidores Azteca y Delaunet. Esta situación orientó los trabajos de apoyo de la CNA a tres temas principales: actualización de las normas mexicanas para medidores domiciliarios; elaboración de guías para la compra de medidores y para evaluar en forma rigurosa las propuestas de los proveedores; y por último, impulsar el equipamiento de un laboratorio capacitado para evaluar el cumplimiento de las normas internacionales por los medidores ofrecidos.

Las normas oficiales mexicanas relativas a medidores volumétricos y velocímetros están vigentes desde 1964 y 1968 respectivamente. Su revisión y actualización de acuerdo a las normas internacionales se encuentra en marcha, esperándose concluir durante 1991.

Como resultado de reuniones con diversos organismos operadores, a propuesta de la CNA y el IMTA se generaron dos documentos, uno como "Guía para el comprador de medidores domiciliarios", para que defina con precisión sus requerimientos y especifique con claridad lo que le deben ofrecer y cotizar los proveedores, y el otro documento es una "Metodología para evaluar técnica y económicamente las propuestas de medidores domiciliarios". Estos documentos sirven como base para las adquisiciones que en ese sentido se hacen con fondos provenientes del programa nacional.

Para evaluar el comportamiento y las características técnicas de los diversos medidores domiciliarios que se están ofreciendo en el país, se elaboró un convenio con el IMTA y la Universidad Autónoma de San Luis Potosí para aplicar las pruebas señaladas en la norma internacional ISO 4064. Esta acción permite disponer de un laboratorio equipado y entrenado para aplicar pruebas de cumplimiento de las normas, con lo que se cubre un déficit que registraba el país en este sentido, ya que no hay laboratorios acreditados por la autoridad federal para realizar estas pruebas. En una primera etapa se evaluaron 34 medidores nuevos y distintos. Ver cuadro 3. Los resultados obtenidos, sin validez estadística por el número de medidores probados, se han puesto del conocimiento de fabricantes y proveedores, para incorporarlos al proceso de certificación de calidad de sus productos.

5. Conclusiones.

- Las experiencias en medición de fuentes señalan una baja utilización de la información de volúmenes extraídos con fines de operación y distribución; su uso se reduce a fines estadísticos. En la medida en que el organismo operador necesite incrementar sus ingresos y manejar mejor su sistema, deberá de dar a la macromedición su primera importancia. - Los fabricantes y proveedores de equipos de medición deben apoyar a los organismos operadores con información técnica accesible y con calidad en sus productos, integrando a sus ofertas el apoyo en refacciones, mantenimiento y garantías explícitas. Por su parte, los organismos operadores deberán especificar adecuadamente las condiciones de trabajo de los medidores en lo que se refiere a calidad del agua, presión, precisión deseada, pérdidas de carga máximas permisibles, rangos de operación y otras características necesarias para hacer una buena adquisición.

- Los apoyos institucionales que se brindan a los organismos operadores tienden a motivarlos para que incrementen sus niveles de medición más allá de lo que significaría sólo instalar aparatos, sino que encuentren la utilidad de la información para lograr mayores ingresos.

Estos apoyos se pueden clasificar en:

- Apoyos para el equipamiento adecuado.
- Apoyos para la adquisición de equipos.
- Apoyos para la instalación, y medición correctas.
- Apoyos tecnológicos para adquirir, evaluar e instalar sólo aparatos de calidad.

C U A D R O 1
MACROMEDICION EN 10 CIUDADES MEXICANAS

CIUDAD	MEDIDORES INSTALADOS	MEDIDORES EXISTENTES	CAUDAL (lps)		
			ESTIMADO	MEDIDO	
1	72	-	1700	2210	(-23 %)
2	32	-		2023	
3	15	-	985	966	(+2 %)
4	11	5	852	720	(+18%)
5					
6	15	16	630	618	(+2 %)
7	27	15	1650	1390	(+18%)
8	72	-	2500	2616	(-4 %)
9	43	-	1861	1700	(+9 %)
10	18	16	675	735	(-8 %)

C U A D R O 2
REVISION Y RESULTADOS EN MEDIDORES TIPO VELOCIDAD

C I U D A D	NUMERO DE MEDIDORES POR REV.	MARCA	ERROR		INSTALACION		SIN FUNCIONAR
			<5%	>5%	S/E	NO C.	
1	72	A B C	31	69	40	60	Ninguno
2	47	C E	28	72	56	44	Ninguno
3	72	D	en proceso				

S/E=Según especificación; NO C.=No Cumplen con especificación

C U A D R O 3

RELACION DE MEDIDORES QUE SE HAN ENVIADO PARA PRUEBA A LA
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

No.	Marca	País	Diam.	Proporcionado por
01	YT	Taiwan	13	Quimomex
02	Precimag	Francia	13	Paribas
03	Neptune	U.S.A.	15	Sist. Advance
04	WMW(BR)	China	15	CNA Hgo.
05	Azteca	México	15	Med. Azteca
06	Kent PSM	Puerto Rico	15	Inelco
07	Delaunet	México	15	CICASA
08	Tulam	México	20	MIYMSA
09	Schlumberger	Francia	20	Sist. Advance
10	Andrea L.	Alemania	13	Quimomex
11	Delaunet	México	13	CICASA
12	Maipo	Chile	15	Quimomex
13	S/M	Italia	15	Sist. Advance
14	Azteca	México	13	Med. Azteca
15	S/M	Italia	19	Sist. Advance
16	Kent	Puerto Rico	15	Inelco
17	Cori	Italia	15	DGCOH
18	Arad	Israel	19	V.T. Represent
19	Woltex	Francia	50	Paribas
20	Chih Cheng	Taiwan	15	DGCOH
21	Neptune	U.S.A.	50	Sist. Advance
22	Lecomte	Canadá	15	DGCOH
23	Arad	Israel	15	V.T. Represent
24	Iberconta	España	15	CICASA
25	Iberconta	Esp-Mex	15	CICASA
26	Petrich	Bulgaria	19	Ing. Gastón L.
27	Rockwell	U.S.A.	15	Ing. Meléndez
28	Badger	U.S.A.	15	DGCOH S.U.
29	CicasaAndr	Mex-Ale	13	Qro.-IMTA
30	Tecnobras	Brasil	15	Gob. Edo. Chis.
31	Ningbo	China	13	Don Bernstein
32	Prema	Checoeslovaquia	19	Mavar S.A.
33	Badger M.	U.S.A.	15	Inova S.A.
34	Mexicano	México	15	Raúl Juárez

**FUNCIONAMIENTO DE MICROMEDIDORES INSTALADOS EN GUAYMAS,
SONORA.**

Leonel H. Ochoa Alejo.
Juan Maldonado Silvestre.
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Paseo Cuauhnáhuac # 8532, Jiutepec, Mor.
Tel. (91-73) 19-43-81, México.

RESUMEN.

En este artículo se presenta la descripción de las pruebas de funcionamiento que se realizaron a los micromedidores instalados en la ciudad de Guaymas, Son., para determinar las curvas de errores y los resultados correspondientes. Se contempló tres tipos de error en la exactitud: el que tiene el micromedidor cuando está nuevo, el relacionado con la mala instalación del aparato y el total debido a todos los factores que afectan su funcionamiento.

Para realizar lo anterior, se realizaron pruebas en laboratorio a 40 micromedidores sustituidos en la ciudad, 40 micromedidores nuevos, y verificaciones en campo de 350 aparatos.

Cualitativamente se determinó que los errores promedio fluctúan de -27.8 % a 5.14 % para el rango inferior de funcionamiento de los micromedidores, de -22.15 % a 1.95 % para el rango normal, y prácticamente +/- 0 % en el rango superior.

INTRODUCCION.

El error de medición de un micromedidor varía de acuerdo con la intensidad del flujo. La representación gráfica de esta variación da lugar a la "curva de errores" (Cavalcanti 1982). La forma característica de ella esta curva se muestra en la figura 1.

Las curvas de errores sirven para comprobar si los aparatos están trabajando dentro de los límites de error debidos, de no ser así, se tendrá una mala medición y por lo tanto una pérdida en el sistema de agua potable.

Para la ciudad de Guaymas, Son. se llevaron a cabo una serie de pruebas a micromedidores:

a) Se probaron en laboratorio 40 micromedidores nuevos para obtener el error de funcionamiento debido a la calidad de fabricación.

b) Se probaron en laboratorio 40 aparatos instalados en la ciudad, los cuales fueron sustituidos por los 40 nuevos, para determinar el error que adquiere el micromedidor por la pérdida de exactitud bajo las cuales está funcionando.

c) Se probaron en campo 350 piezas, con las mismas condiciones bajo las que están instalados, con el fin de calcular el error total que presenta el micromedidor por mala fabricación, pérdida de exactitud y mala instalación.

Con estas tres pruebas fue posible obtener tres tipos de error y determinar las causas de la mala medición en Guaymas.

En este artículo se muestran la descripción de las pruebas realizadas en laboratorio y campo a los micromedidores instalados en la ciudad de Guaymas, Son. y se presentan los resultados obtenidos.

INSTALACION EXPERIMENTAL.

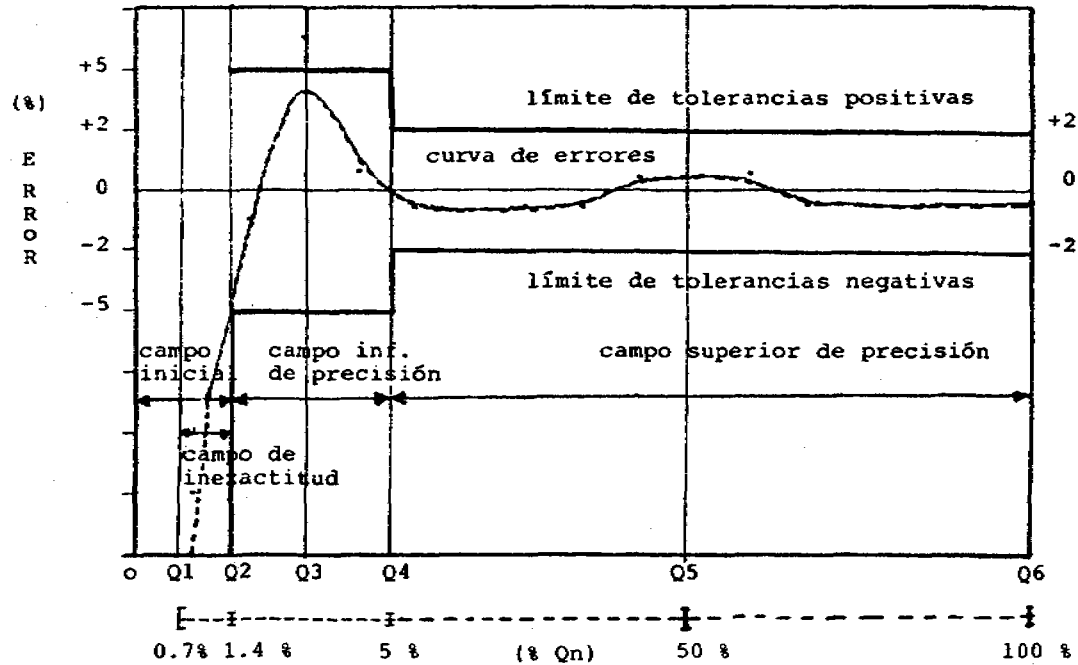
El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua cuenta con un banco de micromedidores en su Laboratorio de Hidráulica y Uso Eficiente del Agua.

Este banco de medidores de prueba consta de una plaza para probar 4 medidores en serie y cuenta con manómetros para medición de presión, un rotámetro para registrar el gasto y un cilindro metálico de 100 litros, calibrado y considerado como el volumen patrón.

La alimentación de agua y suministro de presiones al banco se realiza por medio de un tanque hidroneumático, capaz de dar 8,000 lts/hr. y una presión de 5 kg/cm²..

FIGURA No. 1

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA CURVA DE EXACTITUD



En las pruebas en campo se utilizó un recipiente graduado de 20 litros, un manómetro y una conexión de manguera para llave de jardín.

DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS Y RESULTADOS.

Se realizaron todas las pruebas indicadas en la Norma Oficial Mexicana (DGN-CH-1-1968), la cual establece que se realicen pruebas de sensibilidad, precisión, gasto nominal, resistencia y pérdida de carga, y dicta la manera de llevarlas a cabo. Para los objetivos del presente artículo solamente se mencionan las de sensibilidad y precisión.

a) Prueba de Sensibilidad.

Esta prueba tiene como objetivo hacer pasar por el medidor un caudal mínimo con el cual su mecanismo de registro deberá funcionar normalmente sin ninguna exactitud específica.

Para obtener el gasto límite se utilizó la siguiente expresión:

$$Q = (V_p / t_d) \times 3600 \quad (1)$$

donde:

Q = gasto mínimo, en lt/hr.

V_p = cantidad de agua registrada en el patrón, en lt.

t_d = tiempo de duración de la medición, en s.

b) Prueba de Precisión.

Para obtener la curva característica se realizaron varias pruebas con gastos hidráulicos comprendidos entre 1.4 % y 100 % del gasto nominal del medidor, con un mínimo de tres mediciones para cada gasto.

La curva característica del medidor se construyó graficando los valores correspondientes al por ciento de error Vs el porcentaje del gasto nominal del micromedidor. Las ecuaciones que se usan para el cálculo son:

- Determinación del Porcentaje de Error (%)

$$E = \frac{V_p - V_m}{V_p} \times 100 \quad (2)$$

donde:

E = error del medidor (%)

V_p = Cantidad de agua registrada por el patrón, en lt.

V_m = Cantidad de agua registrada por el medidor, en lt.

- Determinación del Porcentaje de Gasto Nominal (N %).

$$N = \frac{(Vp/td) \times 3.6}{Qnominal} \times 100 \quad (3)$$

En las figuras 2 a 7 se muestran las curvas características para los medidores nuevos, los sustituidos y los existentes en campo.

CONCLUSIONES.

Los errores promedio de los micromedidores nuevos son de +/- 4.5 %. En los micromedidores sustituidos se obtuvieron errores promedio de -12 %. En las piezas verificadas en campo se encontró que los errores promedio son de -27.8 %.

Los micromedidores utilizados en la ciudad de Guaymas están mal calibrados desde la fábrica, puesto que los errores exceden al permitido por la Norma. El error de inexactitud por las condiciones del sitio no es tan significativo como el que se presenta por la mala instalación de los aparatos.

RECONOCIMIENTOS.

Se agradece al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y al Organismo Operador del Sistema de Agua Potable de Guaymas las facilidades para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS.

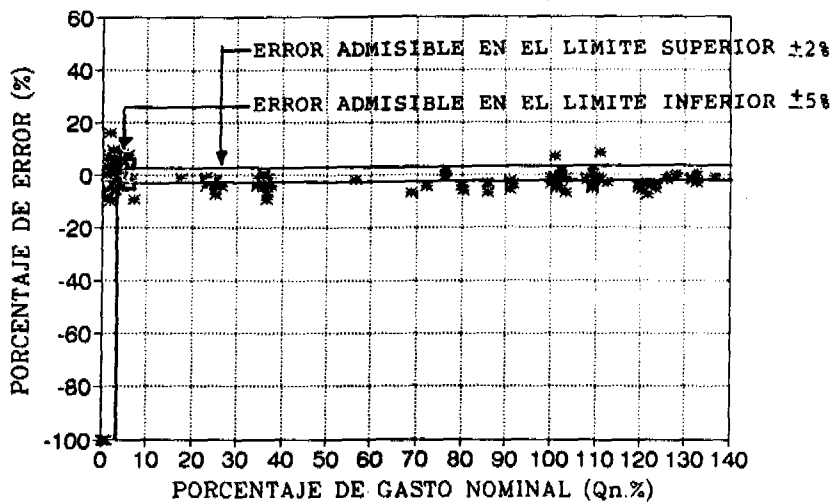
Ochoa, A.L. et al, Informe final de proyecto Detección y Control de Fugas e Impacto de Micromedición en Guaymas, Sonora, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, informe interno, Jiutepec Mor., 1990.

Cavalcanti, C.A. Selección, Evaluación y Dimensionamiento de Medidores Domiciliarios de Agua, Organización Panamericana de la Salud, DTIAPA, CEPIS, Lima, Perú, Ago. 1982.

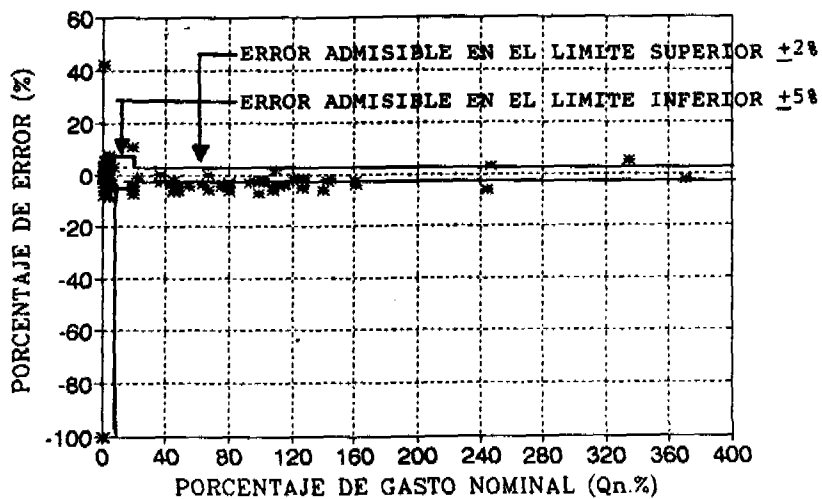
ISO, Estandar Internacional 4064/3, Medidores para Agua Potable Fría, Organización para estandares, 1983.

CEPIS, Subsistemas de Medición, Catastro, Facturación y Cobranza, Manual DTIPA No. C-12, Lima Perú, 1985.

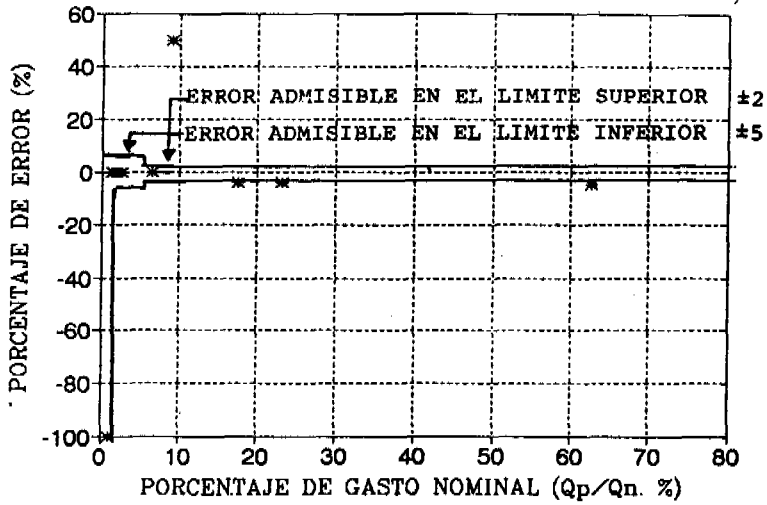
LAMINA 2. CURVA CARACTERISTICA DE LOS MEDIDORES NUEVOS PARA $Q_{nominal} = 2 \text{ m}^3/\text{hr}$



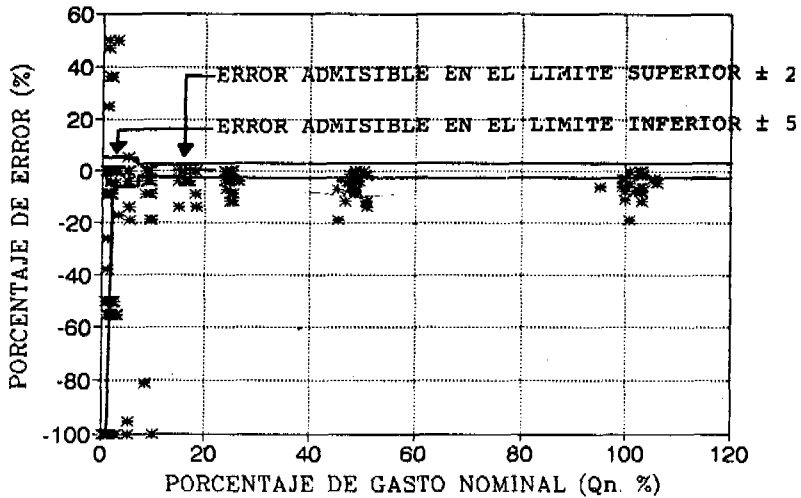
LAMINA 3 CURVA CARACTERISTICA DE LOS MEDIDORES NUEVOS PARA $Q_{nominal} = 3 \text{ m}^3/\text{hr}$



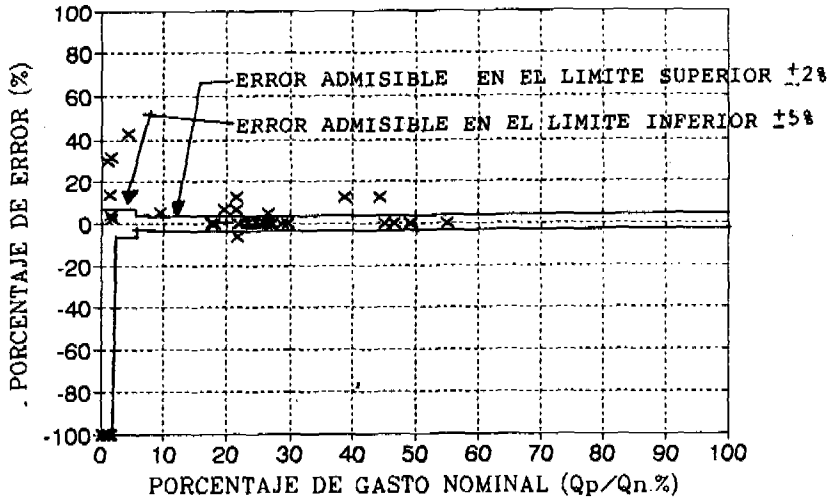
LAMINA 4. CURVA CARACTERISTICA DE LOS MEDIDORES SUSTITUIDOS $Q_{nominal} = 2 \text{ m}^3/\text{hr}$



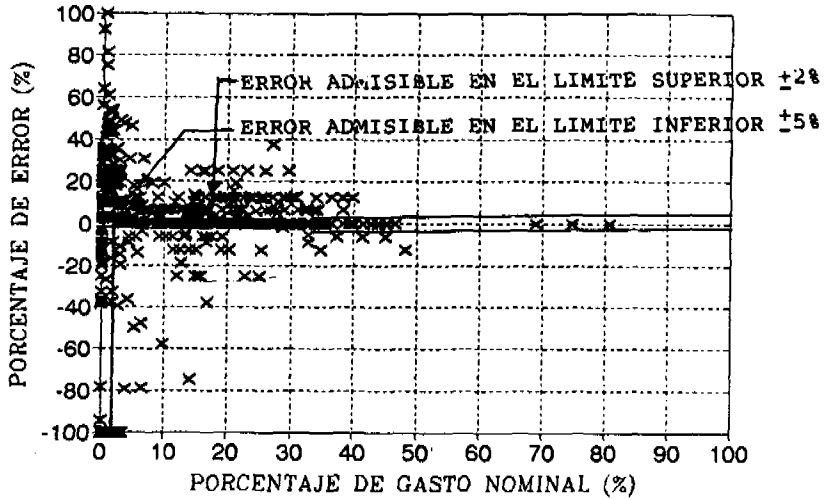
LAMINA 5 CURVA CARACTERISTICA DE LOS MEDIDORES SUSTITUIDOS $Q_{nominal} = 3 \text{ m}^3/\text{hr}$



LAMINA 6 CURVA CARACTERISTICA DE LOS MEDIDORES VERIFICADOS $Q_{nominal} = 2 \text{ m}^3/\text{hr}$



LAMINA 7 CURVA CARACTERISTICA DE LOS MEDIDORES VERIFICADOS $Q_{nominal} = 3 \text{ m}^3/\text{hr}$



**METODOS DE PRUEBA PARA CERTIFICAR LA CALIDAD
DE LOS MEDIDORES DE USO DOMESTICO.**

Claudio García M., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Paseo Cuauhnáhuac 8532. Col. Progreso. Jiutepec, Mor., México.
Teléf: (73)-19-4299.

RESUMEN

Las normas ISO-4064/III y la DGN-CH-1-1968 (nacional mexicana) definen los métodos de prueba que habrán de aplicarse en el laboratorio para constatar el buen funcionamiento de los medidores de agua potable fría, para uso doméstico.

En este trabajo se dan algunas recomendaciones para realizar estas pruebas de una manera eficiente y práctica, lo cual permitirá llegar a la toma de decisiones para aceptar o rechazar un lote de medidores, evitandose así el riesgo de una mala medición de agua, una errónea facturación y un uso indiscriminado del vital líquido.

I. INTRODUCCION

En la actualidad existen una gran variedad de medidores de agua potable, los cuales se pueden clasificar en dos grandes grupos:

1.- Medidores de velocidad: Son aquellos dispositivos conectados a un conducto cerrado, que consisten de un elemento móvil, que deriva su velocidad directamente de la velocidad del flujo del agua. El movimiento del elemento móvil es transmitido mecánicamente o por otros medios al dispositivo indicador que totaliza el volumen de agua que ha pasado por el medidor.

2.- Medidores volumétricos: Son aquellos dispositivos conectados a un conducto cerrado, que consisten de cámaras de volumen conocido y un mecanismo operado por el flujo, donde estas cámaras son sucesivamente llenadas con agua y enseguida descargadas. El movimiento del elemento móvil es transmitido mecánicamente o por otros medios, para contar el número de estos volúmenes que pasan a través del dispositivo, el indicador totaliza el volumen de agua que a pasado a través del medidor.

Existen una gran variedad de marcas y modelos de medidores, derivándose de ésto que tomar una decisión adecuada desde el punto de vista técnico sin obviar el aspecto económico, en una política de adquisición de medidores no es algo sencillo.

Las normas ISO-4064/III y la DGN-CH-1-1968 (nacional mexicana) definen los métodos de prueba, que habrán de aplicarse en el laboratorio para constatar el buen funcionamiento de los medidores de agua potable para uso doméstico. Sin embargo ninguna de estas normas detallan una metodología concreta de como realizar estas pruebas.

En este trabajo se recoge la experiencia de especialistas del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), en la realización de pruebas de laboratorio a medidores de agua, detallando en una metodología que ha sido aplicada con buenos resultados.

II. INSTALACIONES DE LABORATORIO.

Para realizar pruebas a medidores de agua de modo eficiente es necesario contar con las instalaciones de un laboratorio adecuado, para que de este modo se puedan obtener resultados confiables.

La norma ISO-4064/III especifica algunos de los requerimientos con que debe contar un banco de pruebas de medidores. En este trabajo se detalla en cada una de las partes que conforman a éste.

II.1. Fuente de alimentación.

La fuente de alimentación de un banco de pruebas debe contar con los siguientes equipos:

- 1.- Un bomba de agua, para un gasto máximo de 3 lps y carga dinámica total de 12 bar, equipada con una válvula de retención que la proteja de los golpes de ariete.
- 2.- Una válvula reguladora de presión, que garantice que la carga se mantenga constante durante el intervalo de la prueba.
- 3.- Una válvula de compuerta, para regular el gasto.
- 4.- Una instalación hidráulica, que permita que el flujo retorne al cárcamo de bombeo en caso de utilizarse gastos menores al máximo que permite el equipo de bombeo.

La figura 1 ilustra una instalación tipo con los elementos que se citaron anteriormente.

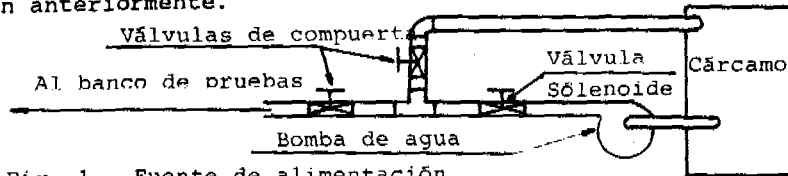


Fig. 1.- Fuente de alimentación

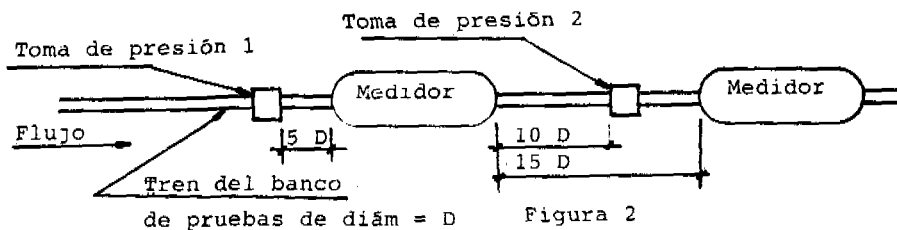
Es importante señalar que la fuente de alimentación no debe ser un tanque elevado, a menos que éste conserve la carga constante, pues de lo contrario habrá variaciones de presión a lo largo del tiempo en que transcurran las pruebas. Los resultados así obtenidos no cumplirán con la precisión requerida.

II.2. Banco de pruebas.

El banco de pruebas debe cumplir con los diagramas mostrados en la parte 3 de la norma ISO 4064, en cuanto a los siguientes aspectos:

- 1.- Debe existir una distancia superior a 5 veces el diámetro de la instalación, entre la toma de presión que está ubicada aguas arriba del medidor y éste.
- 2.- Debe existir una distancia superior a 10 veces el diámetro de la instalación, entre la toma de presión que está ubicada aguas abajo del medidor y éste.

Resumiendo lo anterior, deberá existir una distancia mayor a 15 veces el diámetro de la instalación entre medidores en el tren del banco de pruebas, tal y como se muestra en la figura 2.



de pruebas de diám = D

Figura 2

Lo anterior es aplicables cuando al banco de pruebas se le puede instalar más de un medidor, para trabajar simultáneamente en serie.

3.- El diámetro de todo el tren debe ser el mismo e igual al diámetro interior de las conexiones del medidor.

Esto se exige, puesto que un cambio de diámetro implica pérdidas de carga locales que inciden en el buen funcionamiento del medidor, por lo tanto el banco deberá estar equipado por trenes que coincidan con el diámetro de los medidores que serán probados.

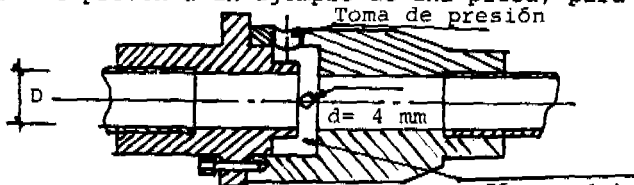
Los diámetros más usuales en medidores de uso doméstico, son los siguientes:

1/2" a 5/8"	(12.70 mm a 15.87 mm)
3/4"	(19.05 mm)
1"	(25.40 mm)
1 1/4"	(28.75 mm)
2"	(50.80 mm)

4.- La pieza donde se instalará la toma de presiones deberá contar por lo menos con cuatro perforaciones en la tubería del tren, de un diámetro inferior a 0.08 veces el diámetro de la instalación o bien no mayores de 4 mm, éstas se interconectarán entre sí por una cámara que no permitirá fugas de agua, y a la cual se le adaptará el medidor de presiones, esto se detalla en la parte 3 de la norma ISO.

En la figura 3 se presenta un ejemplo de una pieza, para toma de presión.

Figura 3



II.3. Aforos.

Los aforos del gasto pueden realizarse de forma volumétrica o gravimétrica. Además se debe contar con varios aforadores, ya que será necesario medir una amplia gama de gastos, desde caudales pequeños en medidores con gasto permanente (Q_p) = 1 M³ / hr, que implican aforos de gastos mínimos (Q_{min}) = 0.01 x Q_p = 0.00278 lps en medidores con clase C, hasta gastos máximos de 3 lps para medidores con Q_p = 5 l/hr. (Ver clases metrológicas en la parte 1 de la norma ISO 4064)

Lo anterior se indica pues en el caso de aforos volumétricos, los aforadores deben tener un volumen similar al aforado, para de esta forma alcanzar la precisión requerida.

Aforos volumétricos.

Estos aforos consisten en medir un volumen de agua conocido en un intervalo de tiempo.

Para realizar lo anterior se deja pasar agua desde un nivel conocido en el tanque de aforo hasta otro, midiendo el tiempo que transcurre, en este caso el gasto será:

$$Q_{\text{aforado}} = V / T \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

- Qaforado : Es el gasto de aforo en lps.
- V : Es el volumen de agua almacenado entre dos niveles conocidos en el tanque de aforo, en lts.
- T : Es el tiempo que transcurre desde que el agua comienza a circular hasta que llega al nivel seleccionado en el tanque de aforo, en seg.

Para medir gastos pequeños, el aforador deberá consistir de una probeta graduada en litros y previamente calibrada.

Para medir gastos grandes, el aforador consistirá de un tanque graduado en litros previamente calibrado. Este tanque debe contar con un área pequeña, para de este modo se pueda aumentar la precisión de las lecturas de los niveles de agua.

Aforos gravimétricos.

Estos aforos consisten en pesar un volumen de agua, y el valor obtenido se relaciona con el volumen que circuló en el intervalo de tiempo, para que de este modo se pueda conocer el gasto de agua.

Este método es más preciso que el anterior, además es practico cuando se aforan gastos grandes. Para realizar estas mediciones es necesario que el laboratorio cuente con los siguientes equipos:

- 1.- Una báscula, previamente calibrada.
- 2.- Un tanque de aforo, previamente calibrado.
- 3.- Medidor de nivel ultrasónico que accione una válvula solenoide que interrumpa la circulación del flujo, una vez que el agua alcance el nivel requerido en el tanque de aforo.

Para realizar lo anterior, se coloca el tanque de aforo vacío sobre la báscula y se anota su peso, después se circula agua a través del banco de pruebas, el medidor ultrasónico de nivel accionará sobre la válvula solenoide interrumpiendo la circulación del flujo una vez que se ha logrado el nivel requerido. Posteriormente, se pesa nuevamente el tanque, además se mide el tiempo durante el cual circuló el agua. De la diferencia de pesos es posible conocer con exactitud el volumen de agua almacenada en el tanque y utilizando la expresión 1 se puede conocer el gasto aforado.

III. METODOS DE PRUEBA.

Para poder constatar el buen funcionamiento de los medidores de agua potable fría de uso doméstico, es necesario practicarles una serie de pruebas de laboratorio.

III.1. Prueba de presión.

La prueba de presión consiste en someter al medidor de agua a una presión de 16 bar durante un período de 15 min o de 1.6 veces la presión nominal del medidor si ésta excede los 10 bar. El medidor pasará la prueba en aquellos casos en que esté estanco o sea sin fugas o goteos a través de su cuerpo o relojería. En fin, que el contador de agua sea capaz de soportar esta presión sin sufrir ningún tipo de daños.

III.2. Prueba de sensibilidad.

El objetivo de esta prueba es detectar el gasto con que arranca el medidor (Q_a), este gasto no es otro que con él que empieza a funcionar el medidor, sin requerir ninguna precisión. Esta prueba tiene un gran valor como elemento de comparación técnica entre los contadores de agua, pues en la medida en que un medidor arranque con caudales más pequeños será capaz de registrar volúmenes que ocurren en fugas intradomiciliarias o otros que son pequeños pero acumulados en el tiempo alcanzan dimensiones considerables.

Esta prueba consiste en dejar circular un gasto apenas inferior a Q_a y aforarlo en una probeta, luego se repetirá el proceso para gastos apenas superiores a Q_a , de este modo promediando los valores aforados se podrá conocer aproximadamente el valor del gasto de arranque del contador. Este procedimiento se deberá repetir por lo menos 3 veces para de esta forma encontrar el valor promedio y aumentar así la precisión en los resultados.

III.3. Prueba de la curva de errores.

Esta prueba tiene como objetivo construir la curvas características de los medidores Q vs Error, y Q vs h_f (perdidas de carga en el medidor). Esta prueba es definitiva para establecer una comparación, desde el punto de vista técnico entre diferentes marcas de medidores de una misma clase metrológica.

Para realizar esta prueba, se recomienda que se aforen los siguientes gastos:

1.- Q_{min} (Gasto mínimo): Es el gasto más bajo, al cual se requiere que el medidor de indicaciones dentro de la tolerancia de error máximo permisible. Se determina con relación a la designación del valor numérico del medidor.

- 2.- Q_t (Gasto de transición): Es el gasto, que esta entre el gasto de sobrecarga y el gasto mínimo, donde se divide el campo de medida y cambia de valor el error máximo permisible.
- 3.- Q_p (Gasto permanente): Es el gasto al cual se requiere que el medidor opere de manera satisfactoria bajo condiciones de flujo estable o intermitente. Se determina con relación a la designación del valor numérico del medidor.
- 4.- Q_s (Gasto de sobrecarga): Es el gasto al cual se requiere que el medidor opere de manera satisfactoria por un corto periodo de tiempo sin deteriorarse, su valor es el doble del gasto permanente e igual al gasto máximo.
- 5.- $0.5 Q_p$, 6.- $0.5 Q_t$, 7.- $1.75 Q_p$, 8.- $1.2 Q_s$.

Para realizar esta prueba se recomienda utilizar el siguiente procedimiento:

- 1.- Se regula aproximadamente el gasto requerido con el auxilio de un medidor tipo rotámetro o similar.
- 2.- Se toman las lecturas de los medidores que serán probados, y el primer nivel en el tanque de aforo.
- 3.- Se hace pasar el flujo a través del banco de pruebas, hasta que el agua en el tanque de aforo alcance el nivel requerido, midiendo el tiempo que transcurre con el auxilio de un cronómetro.
- 4.- Se mide la diferencia piezométrica en el manómetro diferencial, con el objetivo de conocer la pérdida de carga que ocasiona el medidor para el gasto que esta circulando.
- 5.- Se toma la lectura final del medidor y se calcula el gasto que registró éste, utilizando la siguiente expresión:

$$Q_{med} = (L_f - L_i) / T \dots\dots\dots (2)$$

Donde:

- Q_{med} : Es el gasto que registro el medidor, en lps.
- L_i : Es la lectura que registró el medidor antes de comenzar la prueba, en lts.
- L_f : Es la lectura que registró el medidor después de concluir la prueba, en lts.
- T : Es el tiempo en seg.

- 6.- Se calcula el gasto aforado, utilizando la expresión 1.
- 7.- Se calcula el error del medidor utilizando la siguiente expresión:

$$E = ((Q_{med} - Q_{aforado}) / Q_{med}) \times 100 \dots\dots\dots (3)$$

Donde E es el error en %

- 8.- Cada medición deberá repetirse cinco veces, con el objetivo de promediar las valores y así aumentar la precisión de las mediciones.
- 9.- Con los resultados obtenidos se construyen las curvas características de los medidores.

Estos procedimientos se han utilizado en el laboratorio de Medición y Uso Eficiente del Agua del IMTA y en el laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, SLP., con el objetivo de comparar medidores bajo las mismas condiciones, obteniendo buenos resultados.

IV. CONCLUSIONES.

1.- Para poder establecer una comparación técnica en cuanto a el funcionamiento de los medidores de agua potable fría, es necesario contar con una instalación de laboratorio similar a la que especifica este trabajo.

2.- Es importante establecer un procedimiento de pruebas de laboratorio bien definido y con la precisión que establece el que presenta este trabajo, para poder verificar el funcionamiento de medidores de agua con fines domésticos, sin incurrir en errores que puedan afectar a éstos.

V. BIBLIOGRAFIA.

- International Standard ISO-4064., (1977)
Measurement of water flow in closed conduits. Meters for cold potable water., Alemania: Organización internacional para estandarización. Partes 1 y 3.
- Norma Oficial Mexicana DGN-CH-1-1968., (1968)
Medidores para agua tipo turbina., México: Secretaria de Industria y Comercio. Dirección General de Normas.
- Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-CH-1-1-1991., (1991)
Medición de flujo de agua en conductos cerrados de sistemas hidráulicos. Medidores para agua potable fría., México: Grupo de Trabajo Flujo y Volumen del Comité Consultivo Nacional de Normalización Metrológica (CCONMET)., Parte 1. Especificaciones
- Organización Mundial de la Salud/ OPS/ BID/ Manual DTIAPA C-9/ CEPIS/ Manual de Macromedición/ Perú (1983).
- García Minujín C., et al (1990)
Consideraciones sobre la instalación y el mantenimiento preventivo de medidores domésticos. México., 11º Congreso Nacional de Hidráulica. Tomo II. 1-12 pp.

EL NUEVO PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA DE MEDIDORES PARA GUA NOM-CH-1

Jorge Mendoza Illescas, Dirección General de Normas-SECOFI, Puente de Tecamachalco 6 Sección Fuentes, Naucalpan de Juárez, 53950 Edo. de México, México, Tel. 5899675 Fax: 5899675

RESUMEN

En este trabajo se presenta en forma breve, cuales son las principales características de la nueva Norma Oficial Mexicana de medidores para agua NOM-CH-1, el procedimiento utilizado para su elaboración, y la concordancia que presenta con normas de organismos internacionales como es el caso de la Organización Internacional de Normalización (ISO) y la Organización Internacional de Metrología Legal (OIML).

1 ANTECEDENTES

A fin de realizar debidamente las actividades de normalización de acuerdo con los lineamientos establecidos en el PROGRAMA NACIONAL DE MODERNIZACION INDUSTRIAL Y DEL COMERCIO EXTERIOR 1990-1994, la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, impulsó la formación del Comité Consultivo Nacional de Normalización Metrológica (CCONNMET), el cual tiene entre otros objetivos:

Fomentar y promover la formulación, expedición, revisión, oficialización, unificación, difusión y aplicación de las normas y especificaciones metrológicas de instrumentos de medir, métodos de medición, métodos de calibración y materiales de referencia, tanto en el ámbito nacional como el internacional con el fin de coadyuvar a formar la infraestructura metrológica apropiada para elevar la calidad de los bienes y servicios de fabricación nacional, acorde con el desarrollo tecnológico e industrial del país y a las normas internacionales.

Con el fin de atender los diversos temas de acuerdo a las magnitudes correspondientes, se formaron 4 subcomités: Mediciones mecánicas, Mediciones eléctricas y electrónicas, Materiales de referencia y Mediciones diversas.

El grupo de trabajo Flujo y Volumen se formó dentro del Subcomité de Mediciones Mecánicas y tuvo a su cargo la elaboración del documento mencionado.

Como tarea inicial, se estudiaron los documentos normativos existentes a la fecha, estos son la Norma Oficial Mexicana NOM-CH-1-1968 Medidores para agua tipo turbina y la NUM-CH-9-1964 Medidores para agua potable fría, tipo volumétrico, que hasta hace poco se consideraban documentos que contenían las especificaciones apropiados para este tipo de producto.

El grupo de trabajo, integrado por especialidades del sector fabricante, sector consumidor y sector de interés general decidió actualizar estos documentos tomando en consideración las nuevas necesidades de los consumidores, el desarrollo actual de la tecnología, la tendencia internacional en la normalización hasta ahora en relación a las distintas actividades relacionadas con los medidores para agua.

2 EL NUEVO PROYECTO DE NORMA

Para la realización de este documento, se consultaron las normas y recomendaciones siguientes:

- 1) Ley Federal sobre Metrología y Normalización.
- 2) International Standard ISO 4064/1-1978. Measurement of Water flow in closed conduits - Meters for cold potable water - Part 1: Specifications.
- 3) International Standard ISO 4064/2-1978. Measurement of Water flow in closed conduits - Meters for cold potable Water - Part II: Instalation requirements.
- 4) International Standard ISO 4064/3-1983. Measurement of Water flow in closed conduits - Meters for cold potable water - Part 3: Test methods and equipment.
- 5) International Recomendation OIML R.I.49-1977 Water meters intended for the meterinf of cold water.
- 6) Draft international Standard ISO/DIS 4064-I-1990. Measurement of water flow in close conduits - Meters for cold potable water - Part I: Specifications.

El proyecto de Norma Oficial Mexicana quedó estructurado en 3 partes siguiendo un procedimiento de adopción-adaptación de los documentos internacionales citados, los nombres de dichas partes son:

a) NOM-CH-1/1 Medición de flujo de agua en conductos cerrados - Medidores para agua potable fría - Parte 1: Especificaciones.

El documento base fue el indicado en la ref. 6).

b) NOM-CH-1/2 Medición de flujo de agua en conductos cerrados - Medidores para agua potaqble fría - Parte 2: Requisitos de instalación.

El documento base fue el indicadp en la ref 2).

c) NOM-CH-1/3 Medición de flujo de agua en conductos cerrados - Medidores para agua potable fría - Parte 3 - Equipo y métodos de prueba.

El documento base fue el indicado en la referencia 3).

A la fecha se han terminado las dos primeras partes, se espera concluir la tercera al final del presente año.

3 CONTENIDO DE LA NOM-CH-1/1

3.1 Los capítulos que integran dicho proyecto son los siguientes:

PREFACIO

OBJETIVO

CAMPO DE APLICACION

REFERENCIAS

DEFINICIONES

CARACTERISTICAS TECNICAS

CARACTERISTICAS METROLOGICAS

PERRIDAS DE PRESION

MARCADO

ENVASE Y EMBALAJE

BIBLIOGRAFIA

CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

3.2 Existen 5 aspectos que desde mi punto de vista resaltan en este nuevo documento con relación a las normas anteriores, y son los siguientes:

- Designación del medidor
- Características metrológicas
- Pérdida de presión
- Marcado
- Concordancia con normas internacionales

3.2.1 Designación del medidor

Se indica por medio de un valor numérico expresado en metros cúbicos por hora, precedido por la letra mayúscula N.

Designación del medidor y tamaño del mismo.

De acuerdo con la designación del medidor las tablas respectivas señalan un tamaño del medidor y las dimensiones límite para el mismo. Este tamaño está relacionado con las dimensiones de la rosca de las conexiones de los extremos o por el diámetro nominal de la brida (véase fig. 1 y tabla 1).

Designación del medidor y el gasto permanente

El valor numérico del gasto permanente q_p debe ser por lo menos igual a la designación del medidor. Cuando sea mayor, se puede usar otro valor siempre y cuando se mantengan las relaciones establecidas entre la designación del medidor y el tamaño del mismo.

Esta manera de relacionar dichas magnitudes facilita el diseño, la identificación del medidor y la intercambiabilidad de partes.

3.2.2 Características metroológicas

Errores máximos permisibles

El error máximo permisible en el campo inferior, comprendido entre q_{min} y q_t excluido es + 5%.

El error máximo permisible en el campo superior, comprendido entre q_t incluido y q_s excluido es de + 2%.

Clases metroológicas

Los medidores se clasifican en 3 clases metroológicas de acuerdo a los valores de q_{min} y q_t y la desigualdad N (tabla 2).

3.2.3 Pérdida de presión

De los resultados de las pruebas los medidores se clasifican en 4 grupos sobre la base de la pérdida de presión que corresponda a uno de los siguientes valores máximo: 1 bar; 0,6 bar; 0,3 bar y 0,1 bar en el alcance de medición.

3.2.4 Marcado

Todos los medidores deben ser marcados con la siguiente información en forma legible e indeleble, ya sea agrupada o distribuida en el cuerpo, la carátula del dispositivo indicador, una placa de identificación.

- a) Nombre o marca comercial del fabricante;
- b) Clase metroológica;
- c) Designación del medidor;
- d) Pérdida de presión en bars;
- e) Año de fabricación;
- f) Número de serie visible antes y después de una instalación normal;

- g) Una o dos flechas indicando la dirección del flujo. Estas marcas deben estar sobre el cuerpo del medidor;
- h) Marca oficial y número de autorización de modelo de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial;
- i) Presión nominal (PN), en bars, si excede 10 bars;
- j) La letra V o H si el medidor puede operar solamente en posición vertical u horizontal respectivamente.
- k) Tamaño del medidor o diámetro nominal (DN) si es diferente del valor que indican las tablas 1 y 2.

3.2.5 Concordancia con normas internacionales

La concordancia con el documento base ISO/DIS 4064-1-1990 es básica, en virtud de que se han agregado algunos requisitos apropiados para las condiciones de nuestro país.

4 CONTENIDO DE LA NOM-CH-1/2

4.1 Esta parte de la norma establece criterios para la selección de medidores para agua, conexiones asociadas, requisitos especiales para algunos medidores y la puesta en operación de los medidores. El contenido es el siguiente:

OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

REFERENCIAS

CRITERIO PARA LA SELECCION DE MEDIDORES PARA AGUA

INSTALACION

REQUISITOS ESPECIALES PARA REGULAR LA INSTALACION DE MEDIDORES TIPO HELICE CONOCIDOS COMO MEDIDORES WOLTMANN

PRIMERA OPERACION DE MEDIDORES PARA AGUA NUEVOS O REPARADOS

CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Este conjunto de requisitos se establece con el propósito de proveer los medios necesarios para asegurar una medición exacta, constante y una lectura confiable del medidor.

La concordancia es también básica con el documento básico de referencia.

5 CONTENIDO DE LA NOM-CH-1/3

Los capítulos son:

OBJETIVOS Y CAMPO DE APLICACION

REFERENCIAS

REQUISITOS COMUNES A TODAS LAS PRUEBAS

PRUEBAS DE LOS ERRORES DE MEDICION
PRUEBAS DE PRESION
PRUEBAS DE PERDIDAS DE PRESION
PRUEBAS DE DESGASTE ACELERADO
INFORME DE PRUEBA
EJEMPLOS DE PROGRAMAS DE PRUEBAS
CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Esta parte de la norma se encuentra actualmente en proceso de análisis y aprobación.

6 PARTICIPANTES

Las empresas, instituciones u organismos que han participado en las actividades de normalización de este producto son:

- Comisión Nacional del Agua
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
- Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, DDF.
- Compañía Industrial y Comercial Americana, S.A. de C.V.
- Medidores Azateca, S.A. de C.V.
- Comisión Estatal de Agua y Saneamiento del Edo. de México
- Dispositivos Especiales Industriales, S.A. de C.V.
- Instituto de Investigaciones Eléctricas
- Sistema Intermunicipal de Agua Potable y Alcantarillado, Guadalajara
- Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, Centro Nacional de Metrología
- Sistema de Agua y Drenaje de Monterrey
- Sistema Estatal de Agua Potable y Alcantarillado Vallarta.

7 CONCLUSIONES

El uso eficiente del agua es una preocupación constante de todos los sectores sociales.

La Dirección General de la SECOFI, dentro de sus programas respectivos de normalización metrológica apoya esta actividad impulsando la actualización de los documentos normativos con los cuales se espera entre otras cosas cuantificar mejor el agua utilizada en transacciones comerciales, facilitar el diseño y fabricación de los medidores para agua, actualizar las características metrológicas de acuerdo con las necesidades actuales a nivel nacional e internacional, eliminar barreras no arancelarias al homologar la norma con su similar internacional facilitando el comercio nacional e internacional de dicho producto y una mejor confiabilidad en beneficio del consumidor.

metroológicas de acuerdo con las necesidades actuales a nivel nacional e internacional, eliminar barreras no arancelarias al homologar la norma con su similar internacional facilitando el comercio nacional e internacional de dicho producto y una mejor confiabilidad en beneficio de consumidor.

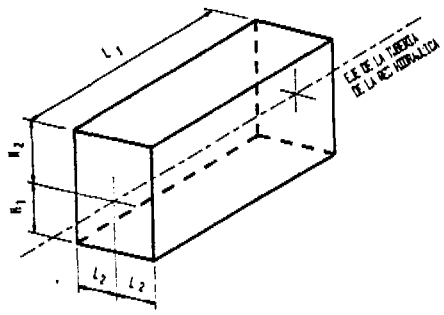


Figura 1

Tabla 2

$\frac{m}{h}$	Intervalo de Indicación (valor "n" en "m")
5	5 999
50	50 999
500	500 999
5000	5 000 999

T A B L A 1

Medidores para agua con conexiones roscadas de entrada y salida

Designación, tamaño y dimensiones.

Designación del medidor m ³ /h	Tamaño (Designación de la rosca de acuerdo con ISO 228-1)	a _{mín} mm	b _{mín} mm	L ₁ mm	L _{2máx} mm	H _{1máx} mm	H _{2máx} mm
-	-	-	-	80	50	50	180
N 0,6	G 3/4 B ¹	10	12	110	50	50	180
N 1	G 3/4 B ¹	10	12	130	50	50	180
N 1,5	G 3/4 B ¹	10	12	165	50	50	180
N 2,5	G 1 B ¹	12	14	190	65	60	240
N 3,5	G 1 1/4 B	12	16	260	85	65	260
N 6	G 1 1/2 B	13	18	260	85	70	280
N 10	G 2 B	13	20	300	105	75	300

1) La tolerancia para L₁^{máx} 0
-2

2) El tamaño de la rosca del valor mayor próximo se acepta como una alternativa

encaminadas al uso eficiente del agua, y al control de su calidad tanto a nivel doméstico como rural e industrial.

El IMTALAB no está enfocado a una u otra disciplina, sino que es un laboratorio orientado al problema, específicamente al uso eficiente y control de la calidad del Agua, por lo que congrega en sus instalaciones especialistas de diferentes disciplinas, con proyectos experimentales de validación, certificación y desarrollo, que atacan al problema desde los necesarios puntos de vista.

PROPOSITOS

El laboratorio IMTALAB, tiene los siguientes propósitos principales.

- el desarrollo experimental de técnicas para medir los volúmenes de agua utilizados en distritos de riego y sistemas de abastecimiento de agua potable, incluida la medición domiciliaria.
- promover el desarrollo, transferencia y capacitación en métodos, técnicas y dispositivos para el uso eficiente del agua, en todos los campos que empleen el vital líquido para satisfacer diferentes necesidades.
- el diseño o validación de estructuras, equipos y componentes que se utilicen para la conducción, distribución, control y medición de caudales de agua.
- la certificación de materiales y equipos disponibles en el mercado que se utilizan en la conducción, medición y manejo del agua
- el estudio de los procesos físico-químicos que afectan a los sistemas y equipos que están en contacto con el agua, teniendo en cuenta la gama de calidades de ésta
- el estudio del flujo del agua en terrenos agrícolas, tanto en la superficie como en el subsuelo, con miras a un uso más eficiente del agua y a su reuso
- el estudio de los procesos físicos-químicos que producen aguas de distintas calidades en el interior del suelo y la forma en que éstas afectan a los cultivos.
- El estudio de la dinámica de contaminantes, tanto en su transporte hidrodinámico, como en su interacción hidroquímica con los sedimentos.

INFRAESTRUCTURA ACTUAL

A la fecha IMTALAB cuenta con una superficie cubierta de 300m²

Este laboratorio provisional posee un sistema de bombeo de baja carga, de 6 HP y capacidad para recircular hasta 40 lt/seg.

En estas instalaciones se han llevado a cabo diferentes proyectos de investigación, desarrollo y transferencia de tecnología, así como en

UN LABORATORIO ORIENTADO AL USO EFICIENTE DEL AGUA

Ricardo Andrés Álvarez Bretón
Polioptro Martínez Austria
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnahuac 8532 Progreso Morelos 62550 Mexico

RESUMEN

El Laboratorio de Medición, Certificación y Uso Eficiente del Agua, del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, que por brevedad llamaremos IMTALAB, surge de una necesidad a nivel nacional: contar con la infraestructura adecuada y personal profesional para desarrollar y transferir tecnología, certificar equipos y métodos de medición y capacitar al personal del sector agua en las técnicas y metodologías de uso eficiente del agua.

El IMTALAB no está enfocado a la manera tradicional, a una disciplina como la hidráulica, sino al problema del Uso Eficiente del Agua, por lo que congregará en sus instalaciones especialistas de diferentes disciplinas con proyectos de experimentación y desarrollo que atacan al problema desde diferentes puntos de vista.

En este artículo se presentan los principales lineamientos de funcionamiento del laboratorio, así como las instalaciones que lo componen.

ANTECEDENTES

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) orienta su actividad al desarrollo, transferencia y certificación de tecnología, así como a la capacitación para el sector de recursos hidráulicos, principalmente para la Comisión Nacional del Agua, entidad responsable del aprovechamiento, conservación y utilización eficiente del agua.

De esta forma, el Laboratorio de Medición, Certificación y Uso Eficiente del Agua, IMTALAB, surge de una necesidad a nivel nacional: contar con la infraestructura adecuada y personal profesional para desarrollar, transferir, certificar y capacitar en las técnicas y metodologías

certificación de equipos, programas de capacitación y formación de recursos humanos.

Pueden citarse entre otros, los siguientes módulos de experimentación.

- prueba de regaderas
- prueba de muebles sanitarios
- calibración de medidores domésticos
- pruebas de corrosión e incrustación
- tren de tratamiento de aguas residuales
- tanque generador y de estudio de vórtices
- proyecto de estructuras especiales para riego; sifón flotante, velocímetro de frecuencias
- desarrollo de aforadores totalizadores
- diseño de cárcamos de bombeo
- área de pruebas para modelos especiales

Fig. 1

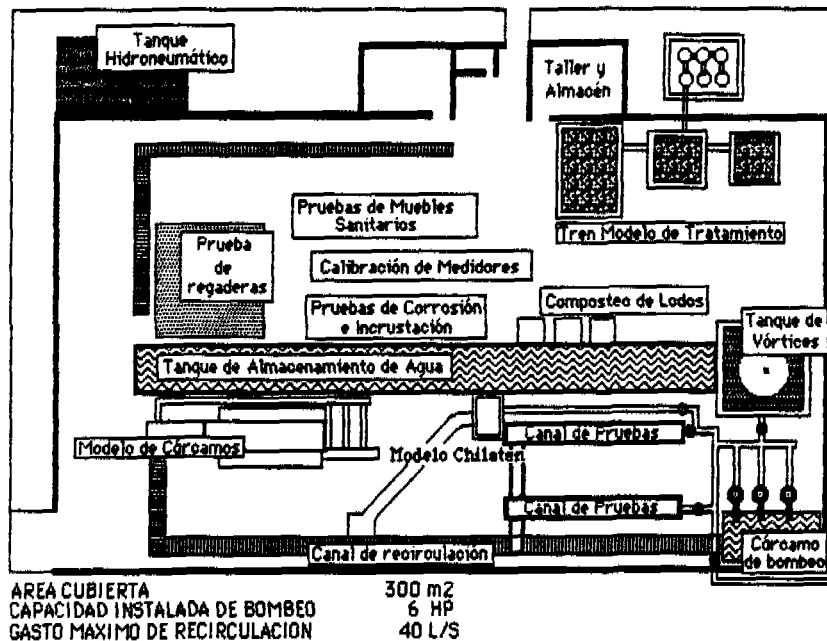


FIG. 1 CROQUIS DE LAS INSTALACIONES DEL LABORATORIO PROVISIONAL DE MEDICIÓN, CERTIFICACIÓN Y USO EFICIENTE DEL AGUA.

INFRAESTRUCTURA FUTURA

Debido a la demanda de espacio, a la que el laboratorio provisional se ha visto sujeto, por las necesidades y dinámica del Instituto, se han iniciado los trabajos de dos proyectos ejecutivos como alternativas de solución, uno a corto plazo y otro a mediano plazo.

- Ampliación del laboratorio provisional. Con 320 m² adicionales
- Construcción del laboratorio definitivo IMTALAB, tanto infraestructura como módulos experimentales.

El primer proyecto está en vías de terminarse y el segundo, será ejecutado en el transcurso de este año.

Se construirá una nave de 3200m², con una red hidráulica con la que podrá recircularse un gasto constante de hasta 400 l/s.

Dentro de sus instalaciones se tendrán talleres de metal mecánica, carpintería de detalle y electrónica, para dar servicio especializado a los usuarios del laboratorio.

Su diseño incluye:

- Cisternas de gran capacidad (1500 m³) y un sistema de bombeo versátil, con potencia suficiente para satisfacer las demandas de los usuarios.
- Una red de abastecimiento compuesta de tubería de 14" de diámetro y canales colectores.
- Dos tanques de carga constante, de 12 y 40 m para las líneas de baja y alta carga.
- grúa viajera, para facilitar el movimiento de equipos pesados.
- instrumentación para medición y captura de datos.

Figura 2

ANTEPROYECTO DE LAS INSTALACIONES DE LOS MÓDULOS EXPERIMENTALES DEL LABORATORIO "IMTALAB"

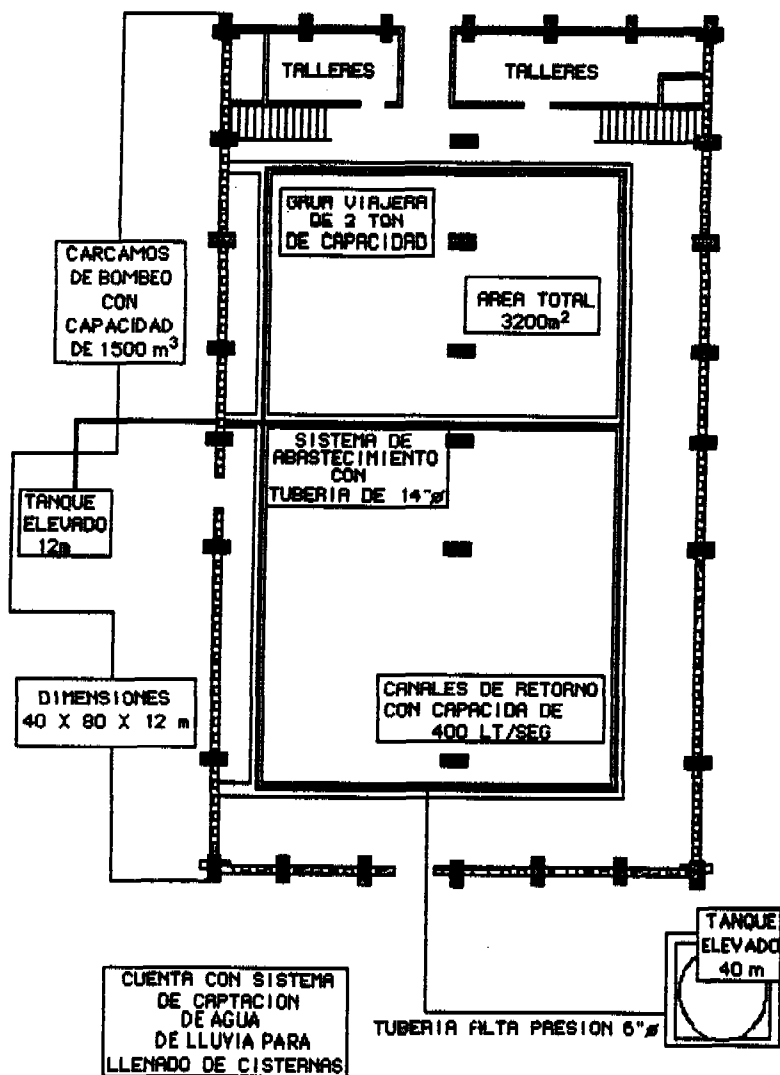
A través de varias reuniones de un grupo de trabajo integrado por los futuros usuarios del laboratorio IMTALAB, se determinaron las necesidades y dimensiones de las áreas de experimentación.

Con miras a contar con instalaciones experimentales lo más pronto posible, se elaboró un anteproyecto de dichas instalaciones, de acuerdo con los lineamientos específicos de cada área. (Fig. 3)

USO EFICIENTE DEL AGUA

Una de las más graves limitaciones a la productividad y óptimo aprovechamiento de los sistemas hidráulicos, es la muy baja eficiencia en el uso del recurso, en todos los medios. Una parte importante de las

FIG.2 CARACTERISTICAS DE LA INFRAESTRUCTURA DEL LABORATORIO DEFINITIVO "INTALAB"



actividades del IMTA se dedican a la solución de este problema, por lo que en su laboratorio se requerirá de una gran área experimental, en la que se cuente con instalaciones que permitan el diseño, validación, prueba y certificación de equipos, instalaciones y métodos para ahorrar el agua, disminuir pérdidas o aumentar su productividad, tanto para el uso urbano-industrial como para la agricultura; las principales instalaciones contempladas son:

- Dispositivos de control en canales
- Accesorios para riego presurizado
- Canal de tierra para riego parcelario
- Materiales y componentes para equipo de riego
- Dispositivos domésticos e industriales
- Simulación de redes de agua potable
- Hidrodinámica

MEDICION DEL AGUA

La medición del agua, indispensable para su correcto aprovechamiento, es actualmente un grave problema, especialmente en uso agrícola, debido a la gran carencia de dispositivos y métodos de aforo. Por esa razón, una parte importante de las instalaciones del laboratorio se dedicarán al diseño, validación y certificación de nuevos dispositivos y técnicas de medición del agua.

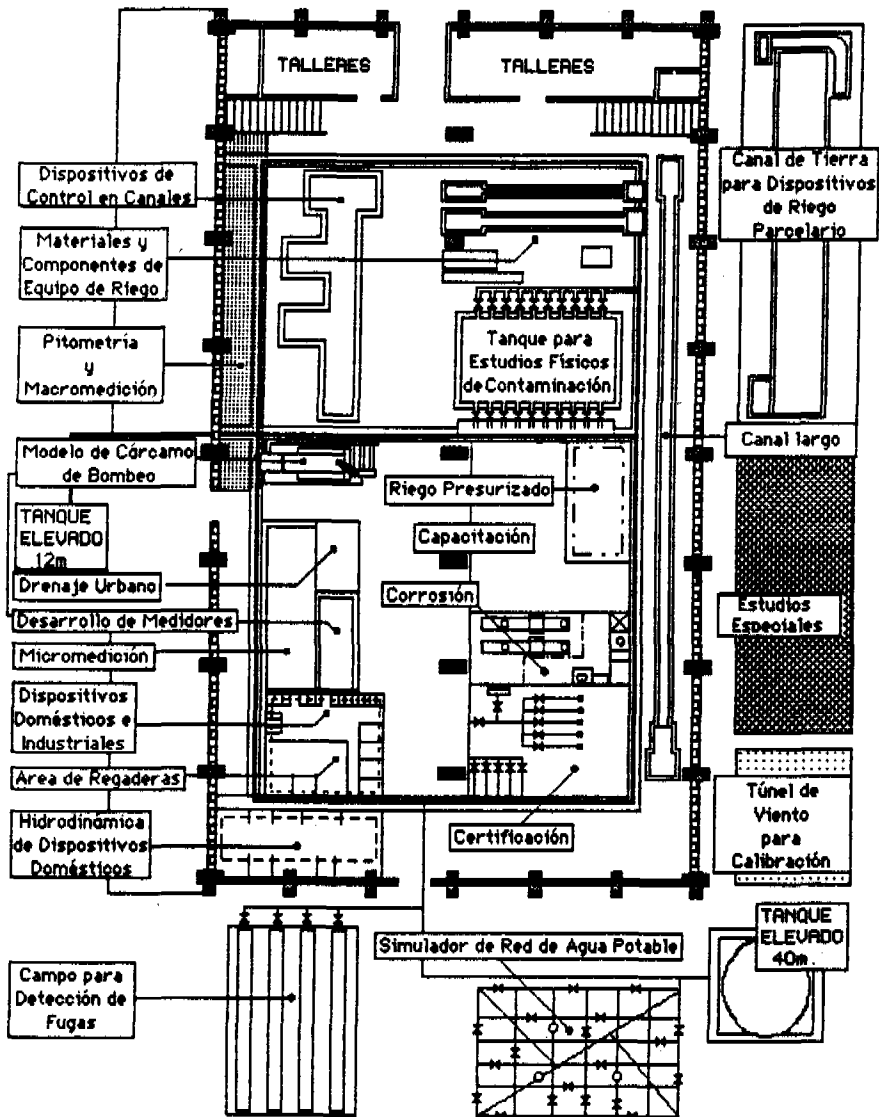
- Aforadores en canal de uso múltiples
- Canal calibrador
- Micromedición
- Desarrollo de medidores

CONTROL DE LA CALIDAD

La contaminación del agua, superficial o subterránea, es en muchos lugares de México un factor limitante para su aprovechamiento, puesto que la hace inútil para uno o más usos, domésticos, industriales o agrícolas. Este es un problema cuyo control apenas se inicia en algunas cuencas, pero que continúa avanzando rápidamente en otras.

El estudio del transporte de contaminantes, su interacción con suelo y sedimentos, su cuantificación y métodos de control, así como el establecimiento de normas y sistemas de aprovechamiento de aguas contaminadas o de reuso, requerirán de consistentes actividades experimentales cuyo éxito es crucial en la solución de muchos de estos problemas. Una parte importante del laboratorio del IMTA estará dedicada a estas actividades.

Fig.3 UBICACION DE LAS ESTRUCTURAS DE EXPERIMENTACION DEL LABORATORIO DEFINITIVO "IMTALAB"



- Reuso del agua
- Tanque para estudios físicos de contaminación
- Hidrogeoquímica
- Drenaje urbano

CAPACITACION Y ADIESTRAMIENTO

Una de las responsabilidades asignadas específicamente al IMTA, es la capacitación y adiestramiento del personal de la CNA, incluido el suyo propio. Así, en las instalaciones del laboratorio "IMTALAB" se tendrá un área con instalaciones dedicadas a la capacitación tanto en técnicas y procedimientos en uso, como en las que desarrolla y transfiere el IMTA.

INSTALACIONES ESPECIALES

No todas las actividades de importancia se pueden clasificar en los rubros anteriores.

Existen trabajos experimentales que deberá llevar a cabo el IMTA, pero que por su número y requerimientos ameritan de una gran área especial. Tal es el caso, por ejemplo, de modelos a escala de obras hidráulicas específicas, o estudios de corrosión en tuberías. Por esta razón, en el laboratorio se prevé contar con un área dedicada a instalaciones experimentales especiales, construidas a solicitud de la CNA o como parte de algún proyecto prioritario de uso eficiente, medición o control de la calidad del agua.

- Certificación
- Corrosión
- Diseño cárcamos de bombeo
- Campo para detección de fugas
- Estudios especiales

CONCLUSIONES

El conocimiento del problema que representa el uso eficiente del agua por cada uno de los sectores involucrados, proporcionará soluciones prácticas en la medida de su propio interés. Sin embargo, el contar con los medios para probar y desarrollar ideas, transferir tecnologías y enseñar su manejo, garantizará acortar el tiempo de aplicación de dichas soluciones, lo que a su vez, justifica ampliamente el tipo de inversión que representa un laboratorio del tamaño y características como las de "IMTALAB".

RESEARCH ON WATER CONSERVATION IN PORTUGAL

João Bau, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil,
101, 1799 Lisboa Codex, Portugal

ABSTRACT

A brief analysis is made of what water conservation means, why conservation is needed, when it is required, and how it must be done.

Lastly, the paper presents some studies which are being carried out in Portugal by Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) and which can provide elements of great utility in formulating a water conservation policy in the country.

1 - WATER CONSERVATION

There is an ever increasing awareness that water resources, which are mobile and renewable natural resources, exist in limited quantity. Moreover, their availability varies markedly in the course of the year, from year to year and from region to region. Thus a continuous and indefinite expansion of water uses is not possible. A situation of stability in use must be sought, to fit within existing water availabilities. This must be one of the main strategic goals of a long-term water management policy. Water must be saved, ways of using it in lesser quantities must be found, as well as ways of re-using it, recycling it and developing methodologies for improving its management.

Water conservation may have different meanings for different people. It may remind us of the possibility of collecting rain-water in small tanks for domestic uses or of constructing dams, and reservoirs. Of recharging groundwater, of using lower quality water whenever possible in order to save better water. The water conservation domain is all this. It is a question of reducing the demand for water, by fostering austerity in habits, stopping wasteful uses, decreasing peak consumption, charging for water at suitable rates. It is also a question of profiting from the evolution of technology and of management techniques in the domain of water resources and of their uses; of coordinating water resources planning and management with land-use planning and economic and social planning; of providing for new or revised standards and regulations. Water conservation, in brief, is optimization of water use.

It should be stressed that, excepting for drought or other exceptional conditions, a water conservation policy is not intended to enforce arbitrary cuts in the level of water consumption, at the

expense of the quality of life of the population. Its main purpose is different: rational management of a limited resource, indispensable to life.

2 - THE IMPORTANCE OF "WATER CONSERVATION" IN PORTUGAL

The problem of water conservation in Portugal will certainly acquire increasing importance. In fact, both as regards overall management of the system of water resources, and as regards certain sub-systems (e.g. those relating to the supply of water and sanitation), there is a growing need to optimize the use of water.

In 1985 (HENRIQUES 1985) an assessment was made of water availabilities and water demand for the years 2000 and 2020, and the respective balance was drawn up.

At a national level, the situation may be considered satisfactory, provided that water quality problems are properly resolved.

There are, however, problems at a regional level, owing to the non-uniform distribution in space and time of the available water resources. The zones where water availabilities constitute a more important factor conditioning the development of economic activities are the hydrographic basins of the Rivers Sado and Guadiana (south of Portugal), followed by the Algarve region, the hydrographic basin of the river Mira and the Estremadura region (the first two in the south and the last named in the centre of Portugal).

As regards meeting public needs through water supply and sanitation services, although the evolution in recent years may be regarded as positive, it is far from acceptable and presents notable asymmetries throughout the country.

The average population in Portugal served by a water supply system (SILVA 1990) in 1987 was 62.5% (varying between 90% and 24% in the various administrative districts). In that year the percentage of the population with a sewerage system was 42.3% (varying between 80% and 13% in the various districts), but only 11% of the population has wastewater treatment plants (varying between 41% and 4% in the various districts).

According to 1989 figures (BAPTISTA and CORREIA 1989), the investments required for improving the services provided for the public (ensuring that 95% of the population would be connected to supply networks) and for rehabilitating existing systems, amount to about a billion US dollars for the water supply systems. The amount needed for reaching the same goal for sewerage systems is certainly far greater.

The need to rationalize the use of existing water resources, and to optimize the investments required, therefore means that the theme of water conservation must be given special attention and adequately backed up by research and development activities.

In 1983 a work was presented at the Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), in Lisbon, Portugal (BAU 1983) giving the state-of-the-art of the theme and specifically dealing with systems of water supply to urban agglomerates. It identified many pending problems that needed to be studied in Portugal and presented concrete programmes for studying some of those problems. Some of the points brought up in that work are referred to in the following section.

3 - WATER CONSERVATION IN WATER SUPPLY SYSTEMS

3.1. Introduction

Water supply systems are planned, programmed and constructed with the aim of catering for water demand in future.

Values foreseen for consumption in a given design year will condition the type, dimensions and long-term scheduling of water supply works and thus the required investments.

Studying the evolution of demand is of interest not only on a long-term basis. Knowledge of the short-term evolution of demand may also be most useful for planning the operation of a supply system, and for studying the economic and financial equilibrium of the supply services.

In fact, most conventional methods for forecasting the evolution of demand are based on studies of population evolution, coefficients of water consumption per capita and per day and peak factors (ratios between mean consumption and maximum consumption per hour, day, week, year or other). In order that they may continue providing data suitable for planning and programming the construction of supply systems, it is thus necessary that models for forecasting long-term water demand should explicitly consider an increasing set of factors. Models and rate of economic growth are markedly changing in many regions; size and type of dwellings are evolving; economic incentives in water resources management, such as payment of taxes for water withdrawal and for disposal of effluents are being increasingly accepted; water conservation policies are likely to be more and more adopted. Therefore there is a need for studying methodologies that allow forecasting of the evolution of water consumption in a supply system.

Improvement of water demand management in a supply system is, however, not restricted to using improved or more advanced methodologies for studying the evolution of consumption. A new perspective must be taken into account: that the evolution of demand should not take place uncontrollably, without being in any way dependent on the will of those responsible for water supply services. The demand for water is, in a certain way and within certain limits, conditioned by the policies adopted by those responsible for the supply, and nowadays they cannot ignore the possibility of influencing water demand and supply. Planning the

evolution of water supply system must envisage not only the adoption of "structural measures" that are based on the construction of new works. Management and planning of those systems also need to consider the use of "non-structural measures" and special attention must therefore be paid to the problem of water conservation.

3.2. Advantages of a water conservation policy

A number of reasons have been advanced to justify a water conservation campaign within the scope of a water supply system. Among those most usually mentioned (for details see BAU 1983) the following can be recalled:

- a) occurrence of drought;
- b) improvement of operation of existing water supply systems;
- c) postponing investment in water facilities;
- d) reduction of energy consumption:
 - 1. energy saved in the water production process;
 - 2. energy saved in use, taking into account that a part of the water used is heated;
 - 3. energy saved in operating drainage and wastewater treatment systems, as a result of decrease in discharges of waste-water
- e) reduction of discharges into sewer systems;
- f) pressure of public opinion.

3.3. Water conservation at supply and consumption

An adequate policy of water resources management implies the need for water conservation both at the level of supply and at the level of demand.

As regards supply, conservation is assumed to be achieved by taking better advantage of available water resources and by measures aiming at the increase of those resources, in addition to actions for improving the efficiency of the supply systems. Among those actions mention is made of replacement and renewal of old pipelines, suitable management of pressures in the network, repair of leaks, and reduction of losses at water treatment plants.

As regards the conservation of water in consumption, reference is made to public education and public information programs, rate structures policy, preparation of legislation (for instance concerning the characteristics of domestic water installations and services and obligatory installation of low-consumption devices, regulations for private gardens, strict control of pollution sources, conditioning of effluent characteristics), and to recycling and reutilization of wastewater.

Technological evolution in various fields also provides opportunities for reducing water consumption. For instance low-consumption devices can be adopted (flushing cisterns, showers, taps, clothes and dish-washing machines, etc.), parks and gardens requiring little watering, use of recovered water (from treated wastewater) for watering parks and gardens, use of mechanical methods for cleaning streets, introduction of industrial technologies with low-water consumption.

It should be pointed out that actions to be carried out in each specific case will have to be defined in accordance with the characteristics, advantages, drawbacks and limitations of each measure that can potentially be adopted as well as the specific conditioning factors of time and place of the supply system concerned.

4 - STUDIES IN PROGRESS IN PORTUGAL

Reference will be made to some studies which are conducted in the LNEC, and that may be of much interest both for conceiving water conservation programs and for development of methodologies for the forecast of consumption evolution.

4.1. The use of water in industry

The first of these studies introduced a methodology that makes it possible to inventory water used and effective water consumption in the industry of a given region, based on an enquiry at different industrial plants. The techniques developed were applied for studying water uses in the Ave river basin, in the north of Portugal (SANTOS and BAU 1984).

A survey was carried out on a sample of 110 industrial units, selected in such a way as to represent the industry of that region as accurately as possible.

For several industrial activities it was possible to obtain mean coefficients of water use per production unit and per worker. In numerous cases those coefficients presented values markedly different from those found in the literature.

4.2. Analysis of urban water demand profiles

A second study is now in progress at LNEC concerning the analysis of urban water demand profiles. According to ALEGRE 1988 this study has four main purposes: a) definition and development of methodologies for measuring, recording, processing, filing and forecasting consumption data; b) obtaining diagrams of daily variation of consumption for a diversified set of situations; c) determination of the factors that most influence domestic consumption as well as definition of the existing relations and d) development of consumption forecasting techniques.

Several study zones were selected with nearly homogenous characteristics. In a first stage eleven study areas were chosen, located in the municipality of Almada, in the center of the country and near Lisbon. Residential areas with different social/economic standards and various housing types (apartment blocks, villas, terraced houses, etc.), commercial/residential areas and seaside resorts were included. In a second stage three further areas were selected in Vilamoura (Algarve), in the south of Portugal. It is expected to analyze three other zones, in the north of the country.

The expected final result of this project is a set of software tools that will translate the above methodology, basically by inputting urban characteristics and outputting load profiles and statistical distributions.

4.3. Wastewater reuse for irrigation

The third study concerns reutilization of wastewater treated for irrigation purposes. Throughout the past five years LNEC has been developing an experimental study in two wastewater treatment plants (Evora and Santo André-Sines) of Alentejo, in the south of Portugal. The aim is to define methodologies for using in agriculture wastewater treated by several processes, which would make it possible to optimize the benefits-drawbacks balance associated with this kind of reutilization.

Effluents of three treatment processes - primary sedimentation, secondary sedimentation after high-rate trickling and facultative pond - were tested by furrow and drip irrigation of three crops - a forage crop (sorghum), a cereal (maize) and an oil-bearing crop (sunflower). For comparison purposes the same crops were irrigated with potable water and given commercial fertilizers.

As reported by MARECOS DO MONTE and SOUSA (1991), the yields of crops irrigated with primary and secondary effluents were very similar to those irrigated with potable water and treated with commercial fertilizers. Furthermore the observed yields were very closed to the theoretically expected yields.

The similar crop yields with the three treatments indicate that the nitrogen content of the sewage effluents has a fertilizing value equal to that of commercial fertilizers if treated wastewater is used for irrigation.

Generally speaking, no adverse effect on crop composition seems to result from irrigation with primary and secondary effluents.

The results show that the contamination level of crops that are gravity irrigated with treated effluents (primary and secondary treatment) are similar to those of the same crops irrigated with potable water. A possible explanation for the higher value of faecal coliforms in sunflower irrigated with primary effluent must lie in reasons extraneous to that irrigation water (faeces of birds on the seeds; deposition of aerosols of primary effluent, from the rotary distributor that feeds the percolator bed; bacteria carried on the feet of ants and other insects that walk over the plants) rather than in its own contaminating potential, since this did not occur in the case of sorghum.

Contamination of the soil was assessed by comparing the quantity of faecal coliforms present in soil samples before installation of the crops and after the irrigation cycle. The results indicate that soil contamination is negligible forty days after conclusion of irrigation.

Following the experience obtained in Portugal, LNEC, in collaboration with other institutions, prepared a research programme with a view to studying the performance of wastewater in an African country with a great shortage - the Republic of Cape Verde.

The wastewater used comes from the Ribeira da Vinha wastewater treatment plant (lagooning system), which receives effluents from the town of Mindelo. The effluent, which had high salinity, will be used for irrigating at least three crops, using three irrigation methods (gravity, micro-spray and drip).

The main aims of the study can be regarded as experimental evaluation of tolerance in the use of effluents of medium and high salinity for irrigating crops of economic interest to the region, comparison of the efficacy of the various irrigation methods with an effluent rich in micro-algae and evaluation of the sanitary risks involved in using an effluent, owing to pathogenic agents and toxic chemical elements (mainly heavy metals).

REFERENCES

- ALEGRE, H. (1988), "Estudo dos diagramas de consumo de água urbano", Encontro Nacional de Saneamento Básico 88, Lisbon, APESB.
- BAPTISTA, J.M.B. and CORREIA, F.N. (1989), "Qualidade das águas destinadas ao consumo humano. O impacto da directiva comunitária em Portugal", Proc. SISIPPA 89, Vol I, Lisbon, p. 129 - 145.
- BAU, J. (1983), "Gestão da procura em sistemas de abastecimento de água a aglomerados urbanos", Lisbon, LNEC, 225 p.
- CESL (1981), "Estudo das condições de utilização da água na indústria", Lisbon, CESL.
- COELHO, S.T. and ALEGRE, H. (1988), "Demand analysis in water supply and distribution systems", Lisbon, LNEC.
- HENRIQUES, A.G. (1985), "Avaliação dos recursos hídricos de Portugal Continental", Lisbon, I.E.D., 151 p.
- MARECOS DO MONTE, H. (1988), "A reutilização de águas residuais tratadas para rega - um contributo para o combate a desertificação" "Jornada sobre desertificação", Évora, CCRA.
- MARECOS DO MONTE, M.H. and SOUSA, M.E.S. (1991), "Irrigação do milho, girassol e sorgo com efluentes de tratamento primário e secundário de águas residuais urbanas", II Seminário Luso-Espanhol de Estruturas Rurais, Madrid.

- SANTOS, M.A. and BAU, J. (1984), "Utilização da água na indústria. Inquérito na bacia hidrográfica do Rio Ave", Report 241/84 - NHHF, Lisbon, LNEC.
- SILVA, J.M.M.D. (1990), "Níveis de atendimento da população portuguesa com serviços de água, esgotos e lixos. A situação na Europa. Custos de aproximação à CEE", Lisbon, GEPAT.
- THACKRAY, J.E. and ARCHIBALD, G.G. (1981), "The Severn - Trent studies for industrial water use", Proc. of the Institution of Civil Engineers, London, Part 1, Nº 70, August 1981, p. 403 - 432.

CONSERVING A VITAL RESOURCE
-- THE THREE-LEGGED STOOL CONCEPT

Raphael J. Moses
Moses, Witemyer, Harrison and Woodruff, P.C.
Boulder, Colorado, U.S.A.

ABSTRACT

The world has the same quantity of water today as it had at the time of creation. Civilization has polluted much of the supply. There is, with the rapid increase in population, great competition for the available water. The best of the storage projects have already been constructed, and non-structural solutions must be examined, particularly in arid zones.

The "three-legged stool" concept consists of three ways to increase available water supplies for municipal use.

The first leg of the stool is based on aggressive pursuit of conventional water conservation measures together with intensive educational programs to discourage waste.

The second leg of the stool is the potential to make additional water supplies available through more efficient agricultural practices. In the western United States, for example, 90% of the water supply is used for agriculture. To over-simplify, if 10% of the agricultural water could be saved, the quantity of water available for municipal and industrial use could double.

The third leg of the stool is the insurance plan -- sometimes referred to as "water leasing". A farmer may have water rights that would be worth \$100,000 to a municipality in a drought year. The city pays the farmer \$10,000 every year, and once in every 10 years, when the city supply is low, it notifies the farmer that the city intends to use the farmer's water that year. The farmer gets additional annual income, and the city gets water for the dry year.

Efforts to save water must be driven by economic forces. These may be economic rewards as well as economic penalties.

CONSERVATION - THE FIRST LEG OF THE STOOL

One anomaly about the cost of water is the fact that, even as supplies grow scarcer, municipalities continue to subsidize water prices and take few, if any, steps to conserve.

Denver, Colorado, situated in what has been called "the Great American desert" is only belatedly moving toward total metering, and, at least count, served about 20% of its customers on a flat rate, without meters.¹ In my home community of Boulder, Colorado, about one-third of the water usage was eliminated the first year meters were installed, as homeowners repaired leaky faucets and stopped watering sidewalks and driveways.

Water-saving toilets and showers should be encouraged by either giving a cash award for installation or penalizing homeowners for failure to install them, depending on one's philosophy -- the carrot or the stick.

Again, in arid areas, many homeowners desire large lawn areas -- heavy users of irrigation water. Subdivision and zoning regulations can limit the size of lawns, and the use of xeriscaping -- utilizing natural vegetation -- can save on water and maintenance while preserving natural beauty.

But the best means of getting the attention of water users is the use of pricing to promote water use efficiency.

Many municipal water suppliers still use a "more is cheaper" rate schedule, which gives large users lower rates for those quantities which exceed the average -- a technique used by electric utilities. This approach, when used for water rates, is ridiculous.

One study demonstrated that if Denver doubled its water rates, it would make more money and save 18,000 acre-feet of water a year -- enough to serve 63,000 additional inhabitants.²

Thornton, a small bedroom community north of Denver, determined that if it sold each homeowner 8,000 gallons a month at cost, and if it charged 150% of cost for the next 4,000 gallons, and 200% of cost of all over 12,000 gallons, it would make more money than before and would save significant amounts of water. Those who wanted oversized lawns could have them, but they paid proportionately more and were no longer subsidized by other water users. When water is cheap, people waste it -- when it is expensive, it is conserved. It is as simple as that.

INCREASED IRRIGATION EFFICIENCY
-- THE SECOND LEG OF THE STOOL

In the Western United States, 90% of all the water diverted is used for agriculture, and the remaining 10% takes care of all the industrial, municipal and domestic needs. By conserving 10% of the water diverted for agriculture, the amount made available for all other uses would be doubled.

Unfortunately, it is not that simple. In many situations, the water "saved" belongs to and is needed by someone else. For example, lining ditches may reduce losses, but in most cases that "loss" returned to the stream and was used to satisfy the needs of downstream diverters who were lawfully entitled to it.

In other instances, the "savings" might be at locations where it could not be used for other purposes. In still other situations, the drying up of wetlands may save water lost to evaporation, but such actions may be undesirable for ecological reasons, or, as in the United States, may be prohibited by law.³

However, situations can arise which would cause more efficient irrigation practices to result in water being made available for municipalities.

One example is the Grand Valley unit constructed by the Bureau of Reclamation in western Colorado. This is a Salinity Control Project, part of a major United States effort to reduce the salinity of the Colorado River.⁴ By lining, at a cost of \$28,000,000 the main canal of the Grand Valley Project where it crossed an alkaline reach, not only was there a substantial reduction in salinity, but 4,000 acre-feet of water was saved. The project having been authorized to reduce salinity, the water-saving may properly be considered cost-free, and is a good example of a multi-purpose project which saves water and improves water quality at the same time.

In addition, the Soil Conservation Service entered into cooperative agreements with farmers in the Grand Valley and installed bubbler, sprinkler and drip irrigation systems, again to reduce salinity. These improved irrigation systems save 16% of the water at an average cost of \$175 an acre-foot. This cost is expected to decrease over time. In the Uinta Basin of Utah, the cost is less than \$100 an acre-foot.⁵

THE INSURANCE PLAN
-- THE THIRD LEG OF THE STOOL

Many of the expensive reservoirs planned to supply additional municipal water supply use are needed only to take care of the requirements of a dry year or a series of below normal precipitation years.

The insurance plan, or the water-leasing plan, as it is sometimes called, is designed to avoid such major expenditures, which sometimes have adverse effects on the ecology of the area as well as on the cities' financial status.⁶

Under this plan, a city negotiates a lease with the owner of the water right. The rental is computed so as to provide the owner of the water right the equivalent, over the life of the lease, of one year's value to the city of the use of the water.

For example, if the farmer's right yields 1000 acre-feet of water in a dry year, and that water is worth \$100 an acre-foot to the city, the city would pay the farmer, under a 10-year lease, \$10,000 a year. Each year, at the beginning of the year, the city could determine if it needed the farmer's water, and once during the life of the lease, could tell the farmer the city would use the water. The farmer would then let his land lie fallow, or perhaps irrigate a crop that needs less water by using wells or other water rights not leased. The farmer gets a steady new income of \$10,000 a year, and the city postpones the construction of a reservoir. The lease could be drawn to allow the city to use the water more than once every ten years upon appropriate adjustment of the rental price.

These are not new, earth-shaking ideas. But we must occasionally be reminded that construction of new dams is not always the only remedy for a short water supply.

1. In 1980, a Denver Water Department Water Administration task force said: "While the Department is pursuing universal metering as a matter of consumer equity and good utility practice, there is very little empirical evidence to indicate the actual quantity of water that can be saved by metering the remaining 88,000 flat water residences." Less than one month after this statement, the Department produced a list of 12 estimates of the savings that might be expected. The range was 1,000 to 36,000 acre-feet with most figures being between 7,000 and 21,000 acre-feet.
2. Morris, John R. and Jones, Clyde Y., "Denver Water Department Staff Review of Water for Denver -- An Analysis of the Alternatives", Environmental Defense Fund, Inc., Denver, Colo. (1980).
3. Se. 404(b)(1), U.S.C. Sec. 1344 (The Clean Water Act) and 40 C.F.R. 230.1(d).
4. Authorized by Sec. 202(2), 43 U.S.C.A. 1592, Public Law 93-320, 93rd Congress, H.R. 12165, June 24, 1974, 88 Stat. 266.
5. Information furnished July 12, 1989, by Kenneth Pitney of the United States Soil Conservation Service, Grand Junction, Colorado.
6. "Potential Role of Option Contracts for Solving Urban Front Range Drought Water Supply Problems", Ari M. Michelsen and Robert A. Young, presented at the Colorado Water Engineering and Management Conference, Colorado State University, February 27-28, 1989.

USO EFICIENTE DEL AGUA EN EL MEDIO URBANO INDUSTRIAL

Dr. Felipe I. Arreguín Cortés
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

RESUMEN

En este artículo se presentan los antecedentes institucionales sobre el uso eficiente del agua en México, y la situación actual de las técnicas de uso eficiente del agua en los ámbitos domiciliario, industrial y municipal.

INTRODUCCION

Uno de los componentes para la atención a los problemas de escasez de agua son los programas de uso eficiente del agua. En México éstos se entienden en su sentido más amplio, es decir optimizar el uso del agua y de la infraestructura correspondiente, con la participación activa de los usuarios y con un alto sentido de equidad social.

En México existe tradición institucional sobre el uso eficiente del agua, en 1972 se creó el Plan Nacional Hidráulico, que es transformado en 1976 a Comisión del Plan Nacional Hidráulico. Esta publica en 1981 una nueva versión del Plan, donde se hacen señalamientos muy claros sobre la necesidad de detectar y reducir fugas en redes de agua potable, de usar muebles sanitarios de bajo consumo, de medir volúmenes entregados, de implantar tarifas que permitieran recuperar los costos de inversión y los gastos de operación y mantenimiento de los sistemas; y promover el reuso del agua, tanto en la agricultura como en la industria, previo tratamiento de las aguas residuales con cargo a la actividad contaminadora. En 1984 el Departamento del Distrito Federal implanta su programa de uso eficiente del agua.

En 1985 se inicia el Programa Nacional de Control de Pérdidas y Uso Eficiente del Agua en Ciudades, y en 1986, el Programa Nacional de Uso Eficiente de la Infraestructura Hidroagrícola y el Programa Nacional de Aprovechamiento de las Aguas Residuales.

USO EFICIENTE DEL AGUA A NIVEL DOMICILIARIO

A este nivel los usos del agua pueden clasificarse en interiores y exteriores a la casa, pudiendo llegar a utilizarse 50% del agua en cada uno de ellos en aquellos domicilios que cuentan con jardines.

Usos interiores.

En una casa habitación normalmente se utiliza hasta un 35% del consumo interior en los excusados; un 30% en las regaderas, un 20% en las lavadoras de ropa, entre un 3 y 10% en las llaves de fregaderos y lavabos y un 5% en las lavadoras de trastes.

Excusados de bajo consumo. Los excusados tradicionales utilizan de 16 a 20 litros por descarga, los de bajo consumo funcionan con 6 litros por descarga.

En el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua se han probado excusados de diversos países y se ha encontrado que tienen un funcionamiento variable dependiendo de la marca y del lote medido, ref 1.

La búsqueda por ahorrar agua en estos dispositivos ha llegado a la utilización de tanques presurizados, los cuales funcionan conectando la línea de alimentación al tanque que está cerrado herméticamente, ref 2, con lo cual la carga de presión dentro del mismo puede ser igual a la diferencia del nivel de la superficie libre del agua en el tinaco de la casa y el tanque del excusado o incluso igual a la presión de la red, mejorando la eficiencia del excusado y reduciendo la cantidad de agua a niveles inferiores a los 6 litros por descarga.

Existen otros tipos de excusados que llegan al extremo de no usar agua, como los biológicos y los incineradores, que degradan la materia fecal colocada en depósitos inferiores a la taza del excusado, hasta convertirla en abono.

Una opción que parece viable para ahorrar agua en excusados tradicionales, es la prolongación del sifón de descarga, lo cual reduce el consumo de agua de los excusados, según mediciones que ha hecho el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Regaderas. Como ya se señaló es el segundo dispositivo demandante de agua dentro de una casa habitación, debido a ello en el Distrito Federal se ha reglamentado que la descarga en estos dispositivos no debe ser mayor de 10 l/min. Esto puede lograrse mediante nuevos diseños de regaderas o empleando reductores de flujo, ref 3.

Llaves de lavabos y fregaderos. La reducción del flujo en estos dispositivos se logra por medio de aeradores, los cuales pueden llegar a reducir el flujo hasta en un 6%.

Otra opción es la colocación de válvulas o sensores que hacen que salga agua sólo cuando se colocan las manos bajo ellas, en un reciente estudio hecho en el IMTA, se encontró que en una llave de lavabo con sensor se tenían descargas de 1.5 l/min a una presión de 0.2 kg/cm²; y de 5.9 l/s con una presión de 2.5 kg/cm², ref 4.

Lavadoras. Los ahorros en este tipo de máquinas pueden lograrse utilizando las cargas adecuadas de ropa, los niveles de agua necesarios para una correcta operación o lavadoras que usan menos agua.

Existen básicamente 2 tipos de lavadoras, las de carga frontal y las de tina, las primeras pueden llegar a utilizar la mitad del agua, un 50% de agua caliente y un 33% del detergente que demandan las segundas. La construcción de lavadoras de ropa eficientes ha logrado ahorros de hasta un 24% del consumo de agua de las tradicionales. Otra variable que debe tomarse en consideración al evaluar lavadoras es el consumo de energía, en la ref 5 se presentan los resultados de la evaluación de algunas lavadoras de carga frontal.

Lavadoras de platos. El consumo de una lavadora de este tipo puede variar entre 49 y 95 litros por día, sin embargo se han construido modelos eficientes que utilizan entre 36 y 45 litros en el mismo periodo de tiempo. Una recomendación para mejorar la eficiencia de estas lavadoras es cargarlas a su capacidad de diseño.

Detección de fugas intradomiciliarias. Una gran cantidad de agua se pierde en los domicilios debido a las fugas que se presentan en las tuberías y accesorios hidráulicos y sanitarios.

Uno de los muebles que más fugas presenta son los excusados, básicamente en los herrajes de los tanques. Una forma de detectar estas fugas es el empleo de colorantes que permiten ubicar con precisión por donde se está fugando el agua, una vez detectada ésta se recomienda hacer las reparaciones necesarias.

Sin embargo la solución de fondo es la fabricación de herrajes confiables que no provoquen fallas, en este sentido los tanques presurizados que no los emplean, los excusados de balancín o los que sustituyen los herrajes por sifones son opciones que se encuentran en desarrollo.

Las llaves de lavabo, fregadero o regaderas, también presentan fugas frecuentemente. El desgaste del empaque o las fugas por la tuerca superior, son fácilmente reparables logrando con ello importantes ahorros de agua.

Usos exteriores a la casa.

Riego de Jardines. Las prácticas de riego de jardines adecuadas, son la mejor técnica para ahorrar agua. La hora más apropiada para regar es entre las 4 y 8 de la mañana, debido a que estas horas la presión en la red es más alta, la dispersión provocada por el viento es baja y las pérdidas por evaporación son despreciables, sin embargo este horario

podiera ser incomodo y se recomienda como alternativa regar de las 8 a las 12 de la noche, o en las primeras horas de la mañana.

Una forma de reducir la evaporación del suelo es mediante la cubierta de la misma con tierra de hoja o plástico sobre la superficie. Igualmente importante es eliminar malezas, que compiten con las plantas por el agua, los nutrientes y la luz solar, en la ref 6 se presentan una serie de recomendaciones para ahorrar agua.

Plantas nativas de la región. Las plantas que utilizan más eficientemente el agua en una región son las nativas. La combinación de éstas con rocas y grava pueden dar una apariencia atractiva y consumir muy poca agua.

Una tendencia reciente es el uso de xerofitas (cactus, nopales, etc) como plantas de ornato, la promoción del empleo de éstas, debe hacerse tomando en consideración el posible impacto al ecosistema que podría causar su trasplante masivo ref 7.

Lavado de autos. Uno de los mayores desperdicios que se pueden hacer del agua es el lavado de automóviles por medio de la manguera, se recomienda usar una cubeta y una jerga para el lavado y apoyar el desarrollo de servicios públicos que reusan el agua, ver ref 6.

Albercas. Casi nunca hay que cambiarles el agua por más verde o turbia que esté, siempre puede ser clarificada con equipo portátil y productos químicos apropiados.

Los factores que producen desperdicio en las piscinas son la filtración y la evaporación. Para reducir pérdidas por estas causas se recomienda revisar el estado de paredes y fondo de las albercas así como utilizar cubiertas que eviten la evaporación, ref 6.

Reducción de Presión. La mayoría de los dispositivos antes analizados sean exteriores o interiores, aumentan su descarga en relación directa con la presión. En aquellos lugares en donde ésta sea alta se recomienda utilizar válvulas reductoras de presión, logrando con ello reducciones en el consumo de agua de hasta un 10%.

USO EFICIENTE DEL AGUA EN LA INDUSTRIA

En las industrias también se puede usar mejor el agua: la maquinaria, los procesos y los servicios accesorios, demandan grandes cantidades de este recurso que pueden reducirse con técnicas de uso eficiente, ref 8.

Los usos del agua en la industria se pueden dividir en tres grandes grupos: transferencia de calor, generación de energía y la aplicación a procesos.

Las principales acciones de uso eficiente a nivel industrial son la recirculación, el reuso y la reducción del consumo, en los tres casos son necesarias dos actividades básicas: la medición y el monitoreo de la calidad del agua.

Recirculación. Esta acción consiste en utilizar el agua en el proceso donde inicialmente se usó. Ejemplo de ello es el enfriamiento de equipos, tal es el caso de las bombas o los sistemas que condensan gases como la refrigeración o condensación de vapor.

Reuso. En este caso el efluente de un proceso (con o sin tratamiento) se utiliza en otro que requiere diferente calidad del agua. El agua producto de los procesos de lavado puede reusarse en otros que requieran una calidad menor, como es el caso del enfriamiento, el transporte de materiales o la purificación de aire.

En un estudio realizado por el IMTA en un ingenio azucarero, ref 9, se encontró que mediante tratamiento de los efluentes de los sistemas de generación de vacío y de procesos de la destilería, por medio de reactores anaerobios de flujo ascendente, de sedimentación primaria y secundaria y de biodiscos; del tratamiento de los efluentes de servicios sanitarios y otros procesos por medio de lagunas de oxidación; y de enfriamiento de los efluentes del proceso de condensación de vapor; se podía reusar en lavado de pisos, sistemas de enfriamiento, servicios sanitarios y riego agrícola, un 28% de la demanda total del ingenio.

El mismo Instituto encontró en una fábrica que tñe hilo de lana y que confecciona casimires, que se podía reusar hasta un 50% del agua demandada por la industria, ref 10.

Reducción del consumo. Otra opción es reducir el consumo, para ello es posible optimizar los procesos para que utilicen menos agua, mejorar la operación o modificar los equipos o la actitud de los usuarios del agua. Es necesario en este caso, evaluar la cantidad de este líquido requerida por un proceso dado, compararla con el consumo real y evaluar alternativas para reducir el consumo.

En los procesos de transporte de materiales, también se puede utilizar esta técnica de reducción de consumo, por ejemplo por medio de descargas intermitentes, que garantizan la misma capacidad de transporte que las descargas continuas.

USO EFICIENTE DEL AGUA EN CIUDADES

En una ciudad, en promedio se consume el 71% de la producción total en las casas habitación, el 12% en la industria, el 15% en el comercio y el 2% en el sector servicios.

Las técnicas de uso eficiente del agua en ciudades se pueden clasificar en cinco grupos: comunicación y educación, detección y reparación de fugas, medición, sistemas tarifarios y reglamentación.

Comunicación y educación. Todo programa de uso eficiente del agua debe contar con la participación ciudadana, y para ello es indispensable establecer acciones de comunicación y educación.

Los medios para hacer del conocimiento de los usuarios los objetivos, metas y resultados del programa son variados, incluyen desde avisos en los recibos de pago, campañas publicitarias en prensa, radio y televisión, anuncios en la vía pública y sistema de transporte o la distribución de dispositivos ahorradores. Se estima que este tipo de programas pueden llegar a producir ahorros de entre un 4 y 5 % de la producción total de agua, ref 11.

Detección y reparación de fugas. Las fugas de agua en las redes pueden ser visibles y no visibles. Los factores que influyen en las pérdidas en las redes son la edad y material de las tuberías, las cargas actuantes (tráfico, sismos, etc), la calidad y la presión del agua, el tipo de suelo, el acatamiento a las normas de construcción y el mantenimiento; las fugas pueden localizarse en la red o en las tomas domiciliarias.

En un estudio hecho recientemente en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, se encontró que en la Ciudad de Guaymas, Son., se pierde el 30% del total de agua abastecida a la ciudad, y que del total perdido el 89% ocurre en las tomas domiciliarias y el restante 11% en la red, ref 12.

Medición. El primer paso en cualquier programa de uso eficiente del agua es la medición, ello permite inducir la reducción del consumo de agua y hacer más justo el cobro de la misma. Esta acción puede ser cara desde la etapa de instalación hasta la de mantenimiento, por ello la administración de la medición debe ser sumamente cuidadosa.

Se recomienda inspeccionar anualmente todos los medidores de más de dos pulgadas de diámetro y realizar muestreos aleatorios en los de diámetros menores. Existen programas para establecer el período adecuado de mantenimiento a los medidores. La edad, la calidad del agua y la instalación inadecuada son algunos de los factores que influyen para que el funcionamiento de los mismos no sea el adecuado. En un análisis hecho a una muestra de 350 medidores en la ciudad de Guaymas, Son., se encontró que el 43% funcionan en el rango inferior, el 55.8% están en el normal y el 1.2% en el superior; también se encontró que el 23.4% miden de más, el 71.4% de menos y sólo el 5.2% miden bien, ref 12.

Sistemas tarifarios. Las tarifas son un elemento fundamental en los programas de uso eficiente del agua, según Grishem y Flemming, ref 11, las tarifas pueden ayudar a ahorrar agua si en su estructura se observan las siguientes condiciones: que reflejen el costo real del agua, que estén relacionadas con los consumos, que los incrementos diferenciales sean grandes para que puedan inducir a ahorrar agua y que los cambios de tarifas sean acompañados de programas de comunicación y educación.

La estructura tarifaria en las ciudades en que se mide el agua, se basa en cuatro parámetros: el número, límites, precio y cuotas mínimas de los bloques considerados en la tarifa.

Reglamentación. Los reglamentos para hacer más eficiente el uso del agua, generalmente son de tipo restrictivo y tienen efecto en el ahorro del agua, pueden ser de mediano o largo plazo o aplicables solamente durante las épocas de escasez; normalmente éstos últimos requieren de una vigilancia muy estricta y por lo tanto se recomienda que se apliquen solamente cuando realmente sea necesario.

En México, existe el Reglamento del Servicio de Agua y Drenaje para el Distrito Federal, que en su título segundo, capítulo tercero se refiere al uso responsable, racional y eficiente del agua.

CONCLUSIONES

En muchos casos el uso eficiente del agua no es una opción más, es la única. Existen técnicas y equipos que permiten usar mejor el agua y la infraestructura, y sin embargo no se usan.

La participación de los usuarios en los programas de uso eficiente del agua es escasa, no existe conciencia del problema real que implica la falta del agua y del potencial que existe en ellos para usarla mejor.

Las acciones de uso eficiente se agrupan en programas por ámbito, es decir hay programas de uso eficiente del agua para las industrias, los municipios, o las cuencas, pero no existe la interrelación adecuada entre ellos para realmente optimizar el aprovechamiento del recurso.

Es necesario apoyar los programas de uso eficiente del agua, con una perfecta definición de la participación de todos los usuarios en su nivel correspondiente.

REFERENCIAS.

1.- García B.A. y Cortés M. P. Evaluación del Funcionamiento Hidráulico de Excusados de Bajo Consumo de Fabricación Extranjera. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, Mayo de 1989.

- 2.- Stevens Institute of Technology, Study of Reduce Water Closet Volume, Research Report 91-01, ASPE Research Foundation, Hoboken, New Jersey, 1991.
- 3.- García B. A. y Cortés M. P. Evaluación del Funcionamiento Hidráulico de Regaderas Marca Nova de Fabricación Extranjera. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, Marzo 1989.
- 4.- García B. A. y Cartés M. P. Evaluación del Funcionamiento Hidráulico de una Llave para Lavabo Automática Marca Watermatic. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, Mayo 1989.
- 5.- García B. A. y Cortés M. P. Evaluación del Funcionamiento de Dos Lavadoras de Ropa. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, Mayo 1990.
- 6.- Arreguín C.F. y Buenfil R. M, 68 Recomendaciones Para Ahorrar Agua en Domicilios, Riego e Industrias, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México Octubre de 1990.
- 7.- Nero W and Sorensen L, Residential Xeriscape: A Working Demonstration, Proceedings of the Conserv 90, August 12-16, 1990, Phoenix, Arizona, USA.
- 8.- Brown and Caldwell Consultants, Case Studies of Industrial Water Conservation in the San José Area, City of San José, Brown and Caldwell Consultants and Departament of Water Resources, USA, February 1990.
- 9.- Romero G.A y González M.J, Estudio para la Reutilización de las Aguas Residuales en la Industria Azucarera, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, Diciembre de 1990.
- 10.- García O. J, Aprovechamiento de las Aguas Residuales en la Empresa Rivetex, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Morelos, México, Junio de 1991.
- 11.- Grisham a and Fleming W, Long Term Options for Municipal Water Conservation, Journal of the American Water Works Associatin, USA, Marzo de 1989.
- 12.- Ochoa L, Camacho C.A., Enriquez Z,S y Maldonado S. J. Resumen del Informe Final del Proyecto Detección y Control de Fugas e Impacto de Micromedición en Guaymas, Son, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Cuernavaca, Mor, México, Diciembre de 1990.

PRECIO DEL AGUA Y SU USO EFICIENTE

Lic. Luis Raúl Domínguez Terrazas, Subdirección General de Planeación y Finanzas, Comisión Nacional del Agua

RESUMEN

El mensaje central de esta ponencia es, pues, el de que mediante el establecimiento de precios de equilibrio del agua se inhibirá el desperdicio y se ampliará la capacidad financiera de los sistemas usuarios, como factor indispensable para elevar su nivel de ingresos. Una mayor solvencia económica del sector hidráulico permitirá a su vez canalizar mayores recursos al mismo, realizar acciones orientadas al uso eficiente del agua, mejorar los sistemas de conducción, y de medición así como modernizar, rehabilitar y hacer un uso más pleno de la infraestructura hidráulica, todo lo cual tendrá repercusiones obvias sobre la eficiencia de uso de este recurso.

INTRODUCCION

Esta ponencia se refiere a la política financiera en materia de agua, con particular énfasis en la tarifaria, que está llevando a cabo el ejecutivo mexicano a través de la Comisión Nacional del Agua; las modificaciones en el precio del agua que esta nueva política ha traído aparejadas, entran de lleno en el tema de este Seminario, dados sus efectos reales o previsibles, en el volumen de agua demandado por los distintos sectores usuarios.

Dicha política implica un cambio significativo con relación a la aplicada hasta fines de los años ochenta, caracterizada por la concesión de cuantiosos subsidios al precio del agua, en cualquiera de sus usos.

La existencia de tales subsidios llevó a que se incrementara la demanda del líquido, factor que a su vez ejerció presión para que a largo plazose ampliara la infraestructura hidráulica más allá de las necesidades reales de la población o de la actividad económica.

De hecho a nivel nacional tanto las cuotas por derechos de agua que se cobraban ya fuera para uso urbano o en los distritos de riego, como las tarifas aplicadas por los organismos operadores de agua potable y alcantarillado cubrían sólo una fracción, rara vez más de una tercera parte, de los costos de operación y mantenimiento de los sistemas respectivos. Además, en lo que respecta a la recuperación de la inversión en infraestructura hidráulica, ésta había sido prácticamente nula.

Lo anterior condujo a un verdadero círculo vicioso ya que, por una parte, mientras el bajo precio del agua fomentaba el derroche, alentaba la sobreexplotación de los acuíferos, y desestimulaba el reciclaje, por la otra contribuía al desfinanciamiento del sector, impidiendo, por lo tanto la ampliación de la cobertura del servicio, en relación a las necesidades de la población.

Por la misma razón, en la década de los ochenta prácticamente dejó de crecer la superficie agrícola irrigada, cuando el sector público ya no pudo continuar endeudándose para canalizar recursos externos a obras hidroagrícolas.

En efecto, el crecimiento de la demanda de agua ha planteado mayores requerimientos de financiamiento, cada vez más difíciles de atender por la exigua recuperación de los costos de operación y mantenimiento y la casi total dependencia de los recursos fiscales de la que ha adolecido el sector, en condiciones de creciente astringencia de éstos últimos. A ello debe agregarse el hecho de que el abastecimiento de agua a las principales zonas urbanas cada vez cuesta más, entre otros factores, por las distancias crecientes que deben salvarse y por los mayores costos de bombeo.

Este panorama, que por las razones indicadas, incidió en un aprovechamiento ineficiente del recurso, comenzó a modificarse sustancialmente al ponerse en práctica la nueva política hidráulica que el ejecutivo viene llevando a cabo a partir de la creación de la CNA, a comienzos de 1989.

Si bien la nueva política aludida, y que se reseña a continuación, es relativamente reciente como para poder evaluar sus efectos en el consumo del líquido por parte de los usuarios urbanos, industriales o agrícolas, existen síntomas de que se está operando un cambio positivo al respecto.

NUEVA POLITICA TARIFARIA

Como he mencionado las tarifas se habían rezagado a tal grado que no reflejaban los costos reales del servicio del agua potable, provocando una situación de debilidad financiera de los sistemas. Además, la escasa recaudación se agravaba por la baja cobertura del cobro; en 1989, la recaudación total en materia de derechos de agua fue de alrededor de 600,000 millones de pesos, mientras que, por ejemplo, el monto alcanzado por el cobro de servicio de energía eléctrica alcanzaba los 8.4 billones de pesos.

Esta limitada capacidad financiera del sector fue uno de los factores cruciales que influyeron en el rezago de las obras de mantenimiento, conservación y rehabilitación de la infraestructura de agua potable y alcantarillado deteriorada a tal grado que para el año mencionado, se estimaban fugas cercanas al 40% de los volúmenes manejados en los sistemas de conducción de agua potable de las grandes ciudades.

A consecuencia de lo anterior, en el año de 1989 un 30% de la población total no contaba con abastecimiento de un sistema formal de agua potable y el 51% no contaba con alcantarillado. En general, la infraestructura de abastecimiento de agua potable, la de distribución, la de alcantarillado y la de tratamiento de aguas negras habían recibido un escaso o nulo mantenimiento y conservación, por lo que requerían de considerables inversiones para su rehabilitación.

La adecuación tarifaria y el fortalecimiento de la política de cobranza constituyen los pivotes para que se logre en el corto plazo el saneamiento requerido de las finanzas del sector hidráulico. Sus metas son las de cubrir cabalmente los costos inherentes a la captación, conducción, distribución, desalojo y tratamiento del agua, así como los correspondientes a la operación y mantenimiento de los sistemas. Para ello es fundamental que se adecúe el precio del agua de tal manera que éste refleje su costo real y de esta forma propicie su aprovechamiento racional.

En efecto, desde la creación de la CNA se han instrumentado una serie de acciones orientadas a adecuar los niveles y estructuras tarifarias tendientes a que el costo del agua refleje su escasez relativa y pague más quien más se beneficia del recurso. Para ello, se intensificaron los esfuerzos para reformar el marco jurídico que rige al sector. Dentro de estas modificaciones se encuentran el reconocimiento de la CNA como entidad única autorizada para recibir ingresos y declaraciones fiscales por derechos federales en materia de agua; se realizaron modificaciones a la Ley Federal de Derechos que implican una nueva revalorización partiendo del principio de que el costo del agua, así como su valor, son diferentes en las distintas regiones y localidades del país; y se actualizaron las tarifas.

Además, se estableció un nuevo derecho por el Uso o Aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de Aguas Residuales; y, se estableció una nueva Ley de Contribución de Mejoras por Obras Públicas Federales de Infraestructura Hidráulica, la cual persigue una efectiva recuperación de las inversiones federales realizadas en materia de obra pública hidráulica, subsanando las deficiencias de la Ley anterior.

Adicionalmente, se realizaron estudios tarifarios para un buen número de importantes ciudades que se abastecen de sistemas operados por la CNA y para aquellas donde se tiene previsto planes concretos para llevar a cabo la construcción de obras de infraestructura hidráulica para abastecimiento de agua en bloque. De estos estudios se concluye que en la gran mayoría de los casos, las tarifas que se cobraban por el servicio no alcanzaban a cubrir los costos del servicio; los incrementos a las tarifas eléctricas para suministro de agua rebasaban los incrementos en los correspondientes al servicio de agua potable; los reajustes de las tarifas de agua quedaban siempre a la zaga de los incrementos a los salarios mínimos y de los del Índice Nacional de Precios al Consumidor.

Además, otro de los factores que incidía en los magros resultados de la recaudación eran las fallas en el proceso de facturación y cobranza: deficiencias en la cobertura de medidores; falta de actualización del padrón de usuarios; rezagos en los volúmenes de facturación y atrasos en los niveles de cobranza. De cada 100 litros entregados para su distribución, llegaban al usuario

tan sólo 60, de los cuales se facturaban 40 y únicamente se cobraban 30, además, las actividades de cobranza presentaban un rezago de seis a nueve meses.

RECAUDACION

En México el agua se cobra con servicio medido o no medido. En este último caso se aplican diversas modalidades: cuota única; cuota fija para diferentes sectores de la población; por diámetro de la toma domiciliaria, por tamaño del comercio, por tipo de industria o por simple estimación.

Según la Constitución, corresponde exclusivamente al Gobierno Central cobrar contribuciones sobre aguas nacionales, tanto superficiales como del subsuelo. De tal forma, la federación cobra por los derechos de uso y aprovechamiento de las aguas nacionales y por la operación y prestación de servicios como el suministro de agua en bloque. Estas tarifas deben contemplar la operación y mantenimiento de las redes de distribución así como una proporción para recuperación de la inversión. Por otra parte, los municipios y organismos operadores cobran por el servicio de distribución de agua potable que realizan a través de su propia infraestructura y redes para cubrir los costos de operación y mantenimiento de las mismas. Se ha procurado establecer un sistema armónico mediante el cual una proporción de las tarifas se paga el usuario final cubra el pago federal y otra la contribución a los municipios y organismos operadores.

Los resultados de la nueva política tarifaria se reflejan, naturalmente, en los montos recaudados por concepto de derechos de agua.

En efecto, las modificaciones legales y organizativas descritas en los párrafos anteriores han tenido resultados alentadores, la recaudación por concepto de derechos federales de agua realizada en 1989 alcanzó 499 mil millones de pesos. Esta suma se duplicó en 1990, para superar ligeramente al billón de pesos, monto a su vez 10 veces superior a la recaudación obtenida en 1988. De esta manera los ingresos propios financiaron el 55.6% del presupuesto de egresos de la CNA para 1990. Con ello se cubrieron los gastos de operación y quedó un importante remanente que se destinó a inversiones prioritarias en infraestructura hidroagrícola y en agua potable.

Durante el período enero-julio de 1991 se alcanzó una recaudación de 992 mil millones de pesos, superándose en un 51% la meta prevista para este lapso en la Ley de Ingresos de la Federación. Por otra parte, lo recaudado en estos siete primeros meses del año, supera ya en un 4.4% a la meta para todo el año 1991 contemplada en dicha ley. Diversas acciones explican este favorable comportamiento en materia de recaudación de derechos federales de agua. Entre ellas se encuentran un mayor control y seguimiento de los contribuyentes omisos a nivel nacional; la incorporación de nuevas áreas de recaudación; la realización de reuniones de concertación con las cámaras industriales; el establecimiento de sistemas electrónicos para el control y seguimiento de la recaudación.

CONCLUSIONES

Si aceptamos el hecho de que las tarifas constituyen un elemento fundamental en el objetivo de alcanzar un uso más eficiente del agua, debemos plantear cuáles serían los requisitos para que ello ocurriera:

- En primer término, las tarifas promedias deben reflejar el costo real del agua.
- Por otra parte éstas deben estar relacionadas con los consumos.
- A este respecto, los incrementos diferenciales deben ser lo suficientemente grandes como para que signifiquen un verdadero incentivo al ahorro de agua.
- Que los cambios de tarifas vayan acompañados de comunicación e información para que la población se haga partícipe del objetivo alcanzar un uso más eficiente del recurso.

RECAUDACION SEGUN ORIGEN

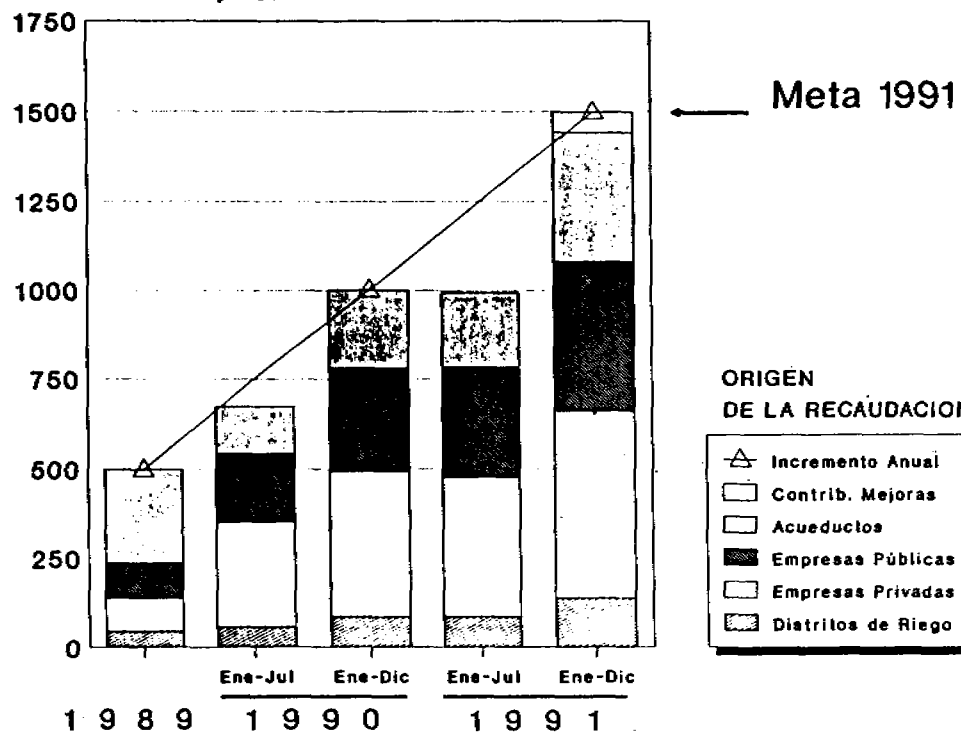
(millones de pesos)

	1989	1990		1991	
		ENE-JUL	ENE-DIC	ENE-JUL	META ENE-DIC
Empresas Privadas	91,677	294,953	406,947	390,564	523,032
Acueductos (agua en bloque)	262,979	129,969	219,196	207,993	361,178
Distritos de Riego	45,000	56,319	85,550	85,478	137,723
Empresas Públicas	98,909	192,293	288,721	308,066	420,114
Contribución de Mejoras	---	---	---	---	56,253
TOTAL	498,565	673,534	1,000,414	992,101	1,498,300

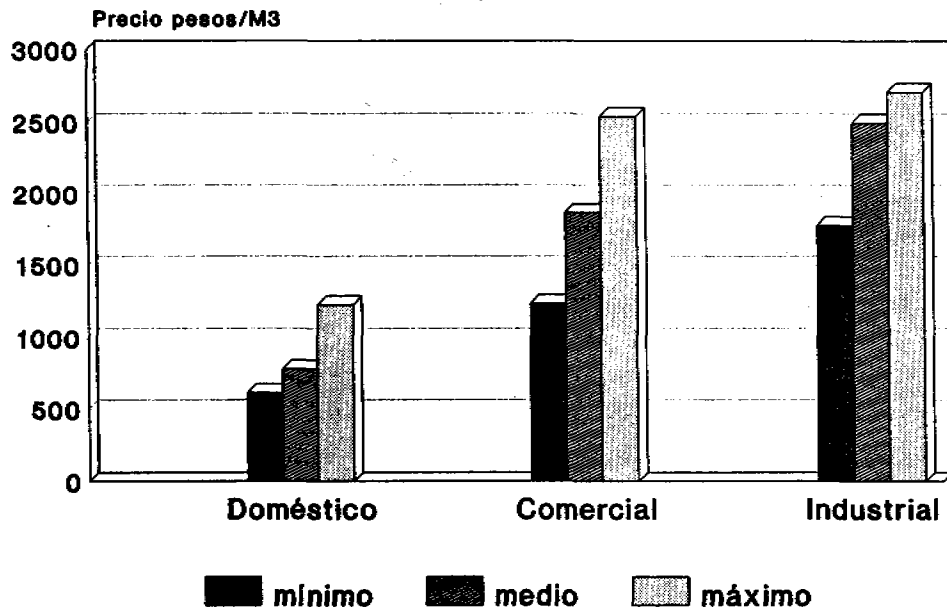
FUENTE: Subdirección General de Planeación y Finanzas

EVOLUCION DE LA RECAUDACION 1989-91

millones de pesos



TARIFAS POR SERVICIO DE AGUA (Promedio Nacional) 1991



Fuente: Subdirección General de Infraestructura Hidráulica,
Urbana e Industrial.

A COMPREHENSIVE APPROACH TO WATER CONSERVATION

William R. Walker, Sarah C. Richardson, and Kathryn P. Sevebeck Virginia Water Resources Research Center 617 N. Main Street Blacksburg, Virginia 24060-3396 ABSTRACT

Water conservation must be viewed as a way to make more efficient use of water supplies; in essence, it is water management. This paper will discuss, first, the opportunities a local government can take to manage a fixed water supply over time to meet the water quantity and quality needs of citizens in a cost-effective manner, and, second, the more specific actions localities can take in managing water supply during crises such as droughts. The question of on-going supply management includes issues related to metering, leak reduction, water pressure, watershed management, suppressants, dual water systems, and down-zoning. The issue of demand management in a crisis is concerned with regulations, rationing, plumbing codes, price structure, re-use, and landscape design for conservation. Education is crucial, not simply to dispense knowledge, but to change behavior. A legal framework must be provided to balance water demand with water supply so that current water laws shaped by the values and attitudes of the past will not hamper an effective water management strategy. Finally, conservation must have a regional focus that permits water management programs to transcend political boundaries.

INTRODUCTION

There are many definitions or concepts of water conservation. Some think of water conservation as merely reducing water use. Water conservation, however, must be viewed as a means of improving water supplies as well as achieving greater efficiency in use. In essence, water conservation is a euphemism for water management.

Water in the past has been a relatively inexpensive and plentiful commodity with conservation only a philosophical concept and an ethic for a relative few. However, the economics associated with water supply may change in the near future. An example of the rate of change is the Massachusetts Water Development Authority, which provides water to Boston and neighboring towns. A domestic water bill for \$211 in 1988 is projected to rise to \$1,113 over the next 5 to 10 years (Water Reporter, p. 85). Conservation practices will become a reality in many locations where the economics of water show the kind of increases projected for Boston.

Short- and Long-Term Strategies

In formulating a conservation program or strategy, it is important that the decision makers decide the ultimate objective to be addressed. Is the program to deal with shortages of limited duration such as a drought, or is the objective to make existing water treatment and wastewater treatment and disposal as cost effective as possible?

If the need is for a program to help meet the water supply requirements for a short period, a few months or perhaps as long as a year, the decisions and associated costs may be quite different from a long-term program to manage the water resources of a community cost-effectively. In the case of a short-term crisis, long-range decisions to better use the existing water supply would not have the quick response time needed for dealing with a crisis. Options that cause an immediate reduction in water demand are the only ones that can help a crisis situation. A long-range program need not have an instantaneous effect on total water demand since it may deal with conserving the existing supply. In the latter situations, supply is brought into balance with demand gradually, without the abrupt disruption of a citizen's lifestyle or industrial production.

Holistic Approach to Conservation

Historically, water supply has been viewed as a local problem in many areas of the United States. Accordingly, problems associated with water availability--water conservation--have had their primary focus at the local level. This approach has resulted in decision makers ignoring or failing to recognize the important role that state government and regional cooperation can play in water conservation. Water, a migratory resource, cannot be viewed from within political boundaries that have no relation to drainage basins and water demand centers. As a result of these artificial boundaries, some rather arbitrary distinctions bearing no relationship to reality have developed.

Since the Clean Water Act was passed in 1972, questions concerning water quality have been viewed as federal/state responsibilities, and the effect of water quality on water availability has been ignored at the local level. This segmented approach to water conservation ignores (a) the interrelation of responsibility among various levels of governments and (b) the fact that quantity and quality components of water are really subsets of water resources management, and so cannot be dealt with effectively without considering the impact of one on the other. The state establishes the water policy and, within those parameters, local governments must forge the options for dealing with water shortages. The state also provides the legal framework of water laws, which can either constrain or facilitate the actions of local government.

Local governments will continue to have primary responsibility for water supplies in the United States and will make decisions for the ultimate users on priority use and quantity of use. However, they must work within the legal framework provided by the state.

This paper will emphasize (1) the opportunities that local governments can take in managing water during a crisis such as a drought and (2) the opportunities to manage a fixed water supply over time to meet the water quantity and quality needs of citizens in a cost-effective manner. Two additional sections will highlight the state and regional roles in water conservation.

LOCAL APPROACH

One can approach water conservation from two broad perspectives. One is supply management, ensuring that, from the time precipitation reaches the ground until water arrives at the individual user, the best available methods for managing that water are used. The other perspective is demand management--getting individual users to reduce their demand for water.

Supply Management

Supply management is concerned with activities that are under the control of a water utility or local government. Generally, the governing body can make decisions to improve use of the existing supply without involving individual users directly. Users may in fact pay for modifications or changes through their water bills, but they are not directly involved with the implementation of the change.

Supply management will have its greatest impact on water use over a long period of time. Some of the changes are relatively expensive to implement, but represent good investments because the payback is long-term. Few of the options discussed are well suited for water shortages that occur in the short run. The response time required to increase the water supply is generally too long to be effective for short-term shortages. Supply management can be effective in the following areas: meter installations, leak reduction, pressure reduction, watershed management, evaporation suppression, distribution by dual water systems, and down-zoning.

Metering is an absolute necessity for any form of water conservation program, yet even some larger cities, such as New York City (which is belatedly moving to install meters) do not have a metering system. New York has initiated a program to install 630,000 water meters by 1998, with projected savings of 300 million gallons per day (Virginia Pilot, 5-16-88). In the absence of meters, the fee for water is based on property frontage. Metering is an important means of encouraging use reduction. By charging people based on how much water they use, a utility can encourage consumers to reassess their water-use habits. Average domestic use has been known to drop by 36 percent and lawn watering by 50 percent when metering was initiated (Reed, 1982, p. 121).

Leak reduction can be one of the most significant activities in supply management. Nationally, water system leaks average about 10 to 15 percent and, in some places, have been as high as 50 percent. Leak detection and repair can be an expensive option, but can help both long- and short-term conservation programs. Although the elimination of all leaks is probably impossible, if the losses exceed 250 gallons per inch of pipe diameter per mile of pipe, or if night flows approach 50 percent of day flows, repairs should be instituted (New England River Basin Commission (NERBC), p. 43). A general estimate of water savings from leak detection and repair is 15 percent (Woo, p. 130).

Several cities have documented substantial savings from an aggressive detection and repair program. Boston, for instance, repaired 112 leaks, recovering 2.9 million gallons of water per day (NERBC, p. 43). An aggressive leak detection system in Arlington, Massachusetts during the 1970s showed substantial savings in both water and money. Over a four-year period, 94 leaks were repaired at a cost of \$17,950; 713 million gallons of water per year were saved, as well as \$154,050 over the program period (NERBC, p. 44).

Pressure in a water system can have some effect on water use. Since fire protection requires that high pressure be maintained on water mains, pressure reduction valves must be installed on the customer's entry line. The cost of such valves is approximately \$25. A new subdivision in Denver installed the valves but only obtained water savings of six percent. On the other hand, the Washington Sanitary Commission reported overall conservation of 16 to 24 percent when pressures of 70-120 psi were reduced to 50 psi (Stone, p. 485). Pressure reduction has some effect on household leakage (faucets, etc.) and outside watering (lawn sprinkling), but it has little effect on major water-using appliances such as washing machines, dish washers, and toilets because the appliance controls the volume of water used.

Watershed management will attract more interest now than in the past for two principal reasons: the growing shortage of good raw water supplies, and water contamination from land activities. Raw water contamination is becoming a severe problem for many utilities. The number of contaminants found in water supplies is increasing, and it may be imprudent to put total reliance on the treatment plant for potable water.

As it becomes increasingly expensive to treat water to meet the new requirements of the Safe Drinking Water Act, more attention to protecting watersheds is in order to keep chemicals out of raw water supplies at their source.

If evaporation and sediment build-up are controlled, judicious thinning in a forested watershed will increase water runoff into an impoundment or a river. Evaporation losses occurring before water reaches an impoundment can be reduced by maintaining plant cover on the watershed, thus increasing the water supply at the intake.

Suppressants may be important to control evapotranspiration in extremely arid climates. These chemicals are sprayed on plant foliage to cause them to lose less water. In these areas, where rainfall is light and the evaporation rate is high, water losses from reservoir surfaces may be considerable. Some success has been obtained by applying chemicals to the reservoir surface to retard the evaporation rate. This activity can be expensive and should be considered only if evaporation exceeds 10 percent of the total supply (NERBC, p. 45).

Dual water systems are an option that should not be overlooked. Water to meet urban needs—drinking, cooking, washing, flushing away household wastes, watering lawns, filling swimming pools, putting out fires, and keeping parks beautiful—must meet drinking water standards that are becoming more and more stringent. With higher standards, the cost could increase exponentially. A community expanding its water service to new developments should consider using two water systems: (1) a clean and aesthetically pleasing one, not of drinking water quality, for use in flushing toilets and other such uses and (2) one meeting the standards of the Safe Drinking Water Act for drinking, bathing, cooking, and washing dishes. There are examples of dual systems in Florida and a few other places in the United States, but more can be expected in the future.

Down-zoning is another measure for reducing water use, but it invokes a lot of opposition from developers. Fairfax County, Virginia, recently won a case on downzoning based on water supply. The Fairfax County Water Authority had lost five or six cases previously, but won when its case was based on available water supply and wastewater treatment facilities. Down-zoning should be considered in the right circumstances.

Demand Management

Demand management is concerned with the many thousands of domestic, industrial, and commercial uses of water. It differs from supply management in that the cooperation of large numbers of water users is required for success. Although supply management needs the support of citizens because the various options require money to be implemented, demand management requires a change in lifestyle or action on the part of every user each day. The approach to water users varies depending on whether the objective is to obtain a substantial reduction of use in the short range or significant reduction in water use permanently. Demand management is the only option for bringing supply and demand into balance quickly in a crisis situation such as a drought.

Many of the options available require small actions, and many users find it difficult to believe that these small changes will make a significant difference. These users fail to recognize the cumulative effect of such actions. An excellent documented example involves the efforts of one large water user, the Gillette Company, to reduce its water use. The company started its water reduction program in 1972 and today has reduced water use by 90 percent. This is the equivalent of 600 million gallons per day, or two days of water use for a utility that serves 40 percent of Massachusetts (Water Reporter, p. 88). The main tools for controlling water demand are regulations, incentives, and education.

Regulations can be an effective means of reducing water demand. Such a regulation might be one to reduce water use for non-essential uses such as washing cars, watering lawns and shrubbery, and washing sidewalks. These restrictions have been used when drought conditions become severe. Similar regulations might include turning off ornamental fountains and reducing the amount of water available to flush mains at construction sites. Even changing the time for some uses can make a difference. Nassau County, New York, aggressively enforced an ordinance restricting lawn watering between 10 a.m. and 4 p.m. This reduced evaporation losses and produced a 22-percent drop in water use from May through July (Water Reporter, p. 87). A permit system may be needed for some activities, such as filling swimming pools. In drought periods, positive control is needed over these kinds of activities. Another regulatory option would be placing a moratorium on new connections. This kind of regulation is not popular, but it may need to be considered for a short time, to adjust to a serious water shortage.

Rationing, a form of regulation, is probably the key to attaining effective water reduction at the local level. An example is an ordinance requiring all water uses to be reduced by 25 percent. If local government is prepared to enforce ordinances designed to reduce water use, then substantial water savings are possible. Voluntary programs to attain reductions in water

use have appeal, especially to elected officials, but are not very effective. Marin County in California found that a voluntary appeal to individuals to reduce water use became increasingly ineffective as the drought progressed. Initial savings of 21 percent slipped to 8 percent as the thermometer rose (Water Reporter, p. 87). Other localities have found that constant reminders by local officials are essential to obtain any sustained reduction in water use under a voluntary program.

Plumbing Codes are a means of forcing change in water fixture installations in new construction and retrofitting existing structures. New York City, for example, has made plumbing code changes projected to reduce consumption by 23 gallons per day per person by the year 2000. This is a significant savings when multiplied by a population of 15,000,000. A New England city modified its plumbing code to require all apartment buildings to install shower restrictors. The average cost to an owner was \$1,074, but there was a savings of \$980 in water costs and \$8,590 in energy costs (NERBC, p. 84). A general rule for estimating water savings based on residential use is that a family of three using water-saving plumbing devices can save 16,000 gallons of water per year and up to \$150 in energy costs depending on unit fuel costs. The Cambridge, Massachusetts, YMCA invested \$5,000 in repair of plumbing devices and saved over \$30,000 on water and sewer charges for 1987 and 1988 (McGrath, p. 22).

The key to successfully retrofitting existing structures is having well designed water saving products. In the case of shower heads and faucets, it is important to design a good aerator that atomizes the water, turning it into millions of droplets. If done properly, it gives the user the same feeling and rinsing action as under ordinary conditions; if done improperly, the user will revert to the old fixtures (Water Reporter, p. 87). It is not feasible to police for water-saving fixtures.

Pricing is a way of sensitizing people to the need to reduce water use. There have been some examples where pricing alone has attained the desired reduction in water use; East Bay in California reduced water use in the month of June by 35 percent from the previous June by use of a premium charge on water (Reed, p. 122). In most cases, pricing alone will not reduce the demand to the level required. Pricing has been shown to be most effective in encouraging reduction of residential peak use and

commercial/industrial average use. The town of Hanover, Massachusetts, increased prices 70 percent and achieved a 15- to 20-percent decrease on peak use and a 3- to 5-percent decrease in average use (NERBC, p. 45). The conservation administrator for the city of Phoenix attributes only a third of the city's six-percent reduction in water use per capita to the rate structure (Water Reporter, p. 88). The response of users to a price increase varies and usually diminishes as users become accustomed to paying more. For example, the response is small if the basic price or the increase is low.

Much of the United States' society is affluent enough so that doubling a monthly water bill from \$10 to \$20 will not change water-use patterns significantly. This may change in the future, when the costs of complying with the Safe Drinking Water Act are reflected in the price to the customer. At the present time, the political process will not allow the price to rise to a level to encourage the necessary reductions in water use. The more affluent the population, the less responsive they are to a change in water rates. Research has shown that the larger the household, the less responsive the household is to higher prices. For some reason, citizens located in a temperate climate do not curtail water use in response to a change in price as much as those in other climate zones.

Pricing structure can be important depending on the desired objective. In the past, many water suppliers wanted to increase water consumption, so the pricing structure decreased with increased use. The use of block-increase pricing and lifeline pricing are two options that make water more expensive with increased use. With block pricing, the price of water increases with use but the increase occurs at intervals of use. For example, water up to 10,000 gallons will cost a certain unit price; consumption between 10,000 and 20,000 gallons will cost a higher unit price. In the case of lifeline pricing, all users are charged a basic price for a certain unit of water, which is deemed adequate for a prudent user of water. Beyond this limit the price of water increases dramatically. This is designed to accommodate users on fixed incomes. In some cases the need is to reduce water only during the summer and the price is increased only during that period to reduce the demand.

Re-use and recycling are terms that sometimes are used interchangeably but are quite different. Re-use is using the same water for two functions. For instance, water might be first used for cooling purposes and then as processing water—using the same water twice. Recycling is using the same water repeatedly for a particular function, such as the continuous use of the same cooling water for air conditioning in a commercial office building.

Re-use and recycling of water can be effective in reducing the water demand for many industrial and commercial water users. An industrial example of reuse is Douglas Aircraft Company in North Carolina, which implemented re-use technology with an investment of \$6,000. It produced a 30-percent reduction in water use and a savings of \$10,000 per year (NERBC, p. 85). An industrial example of recycling water is a chemical mining plant that installed equipment to recycle scrubber water at a cost of \$5,000. Water use was reduced from 30 million to 4.5 million gallons per year. In addition there was a savings of \$22,000 per year in energy costs (NERBC, p. 85). In many cases, industry has just never looked at options of recycling or re-use, because water has been relatively inexpensive. Industries looking for the opportunity to be good corporate citizens in water-short environments can do so in some cases without increasing their cost.

Installing a water re-use system for individual dwellings is probably not practical on a large scale. A test program was successful in getting a 26-percent reduction in water use where a recycle system was installed in a house for \$640. It also required \$30 in maintenance expenses (NERBC, p. 85). Residential users have shown a strong resistance to re-use and recycle systems in general.

Landscapes can lose 50-80 percent of the applied water through evaporation, seepage to groundwater, and street runoff (Water Reporter, p. 87). To reduce the amount of water needed in landscaping, Denver developed low water landscaping called xeriscaping. Tucson adopted this technique and found it highly successful. Tucson officials credit this program with being the cornerstone of their conservation program. Xeriscaping systems reduce lawn size, improve soil, use mulch, irrigate by zones, and use plants that require a small amount of water. The Colorado Garden and Home Show recently featured a presentation on edTble xeriscaping (U.S. Water News, 1991, p. 11)

Education

A vital element in any successful conservation program is education. A water-use survey of New Yorkers revealed that water users may have little insight on their water consumption habits. Of the 501 adults surveyed on daily use of water, 33 percent responded that they used less than 10 gallons, 21 percent said they used 10-20 gallons, 14 percent said 20-30 gallons, 6 percent said 30-40 gallons, and 12 percent said over 50 gallons. The actual daily water use in the city is 80-100 gallons per day, per individual (U.S. Water News, 1988). If humans are to change their behavior, it must be through education. Education has to be more than just dispensing knowledge, because behavior is poorly correlated with knowledge of facts. "Contrary to conventional wisdom, the fact that an individual is informed about an issue and the range of alternative courses of action is no guarantee s/he will act upon that information." (Baumann, p. 29) Education must be designed to modify behavior.

Educational programs must demonstrate the nature and extent of the problem, the effect that the problem is going to have on individuals, and what they can do to solve the problem. People will not be pleased when water restrictions are imposed and they reduce their water use, only to find that their water bill has increased. Educational programs, therefore, must be carefully designed if public cooperation is to be obtained.

Education is most effective when included as part of other conservation measures, creating a synergistic effect. Studies have shown that, when a single conservation measure was implemented, a 10-percent reduction in water use was achieved. When an educational component was incorporated into the conservation measure, a 22-percent reduction was possible. The synergistic effect of an educational process should not be overlooked.

To be effective, education must be continuous and long-term, and this means substantial costs can be associated with it. There are, however, some inexpensive educational techniques that can be used—local newspaper articles, distributions of pamphlets, stuffers in utility bills, displays at fairs, sponsored contests, and school programs. With additional education dollars, interactive displays at malls can be very effective. Computer software programs that give character profiles through questions and answers about water use practices in the home attract attention and start people thinking about conservation.

More expensive educational options include television and radio ads and filmstrips. While these techniques are more expensive, they can be very cost effective. The need for continuity in certain educational activities was demonstrated in the use of TV to promote water reduction in Virginia Beach. A TV public service announcement asking for cooperation would cause water use to decrease almost immediately, but unless these announcements were used regularly, water use would gradually increase in a few days or a week (Birch and Ulrich, p. 18). Educational continuity is essential to achieve either short- or long-range reductions. Through long-term educational programs, a true conservation ethic can be developed in young people.

Management Criteria

Conservation options selected at the local level should be evaluated before they are implemented. The following criteria are a minimum.

Does the program save money? If not, look at other options.

Will it eliminate or delay the need to obtain or develop a new source of water or to expand a wastewater treatment plant? If not, it has only short-term value.

Can the program ease a community over a water shortage?

Is the program equitable? People need to know that the pain of the program is shared fairly by all.

Meeting these four criteria means that the conservation program has a good chance of succeeding.

REGIONAL APPROACH

To be comprehensive, a conservation program must have a regional focus as well as a state and local perspective. Integrating water resources within an intrastate context may offer the opportunity to share water resources with long-term cost savings for all of the local governments involved. Historically, local governments have been provincial in their perspective, but economic and environmental considerations may help forge increased cooperation in the future.

An outstanding example of regional cooperation occurred in northern Virginia, where little cooperation had existed in the past. The Corps of Engineers studied water supply problems of the area many times, beginning in 1950. Each study concluded that at least five or six dams were needed. Although dams may have been popular in the past, building dams in the current political climate is difficult. A study by the Interstate Commission on the Potomac found that a series of interconnections, with only one dam, could meet the projected water supply needs until the year 2040. A computer program was developed to answer the "what if" questions for community leaders so that they could see graphically what was happening over the entire system when certain changes in operating schedules were made. Twenty-eight communities have agreed to the plan.

STATE APPROACH

Since water is a mobile resource, it requires a management strategy that allows it to move across political and drainage-basin boundaries. Water-demand centers developed in specific locations in response to the availability of labor, raw materials, and markets and not necessarily because of water availability for the long term. To balance water demand with supply efficiently requires a management strategy that is unhampered by water laws that reflect mores and values of the past. Although a state may not be the major player in developing a management strategy, it must provide the legal frame to facilitate good water management by local governments.

Local government will probably continue to have major responsibility for water conservation programs in the future. However, without responsive state policies and laws, local governments' decisions will be severely restricted. Both water-use efficiency and the issue of equity are likely to suffer under these constraints. Water conservation planning thus requires the state to become an active and responsive partner in developing a comprehensive program.

SUMMARY

Water conservation should be part of a total water plan for a state. The water policy and laws of a state should be enlarged or modified so that all of the management options can be carefully considered and evaluated. The state needs to put its legal house in order so its water resources can be managed efficiently and effectively. Difficult questions concerning such issues as transbasin diversion, be they inter- or intra-state in nature, should not be hindered by legal roadblocks. Options should be evaluated in terms of water efficiency and equity.

A water conservation program also must consider regional options. Interconnections between water sources and water-use demand centers may make for good water management. Parochial perspectives of the past should not be allowed to preclude a more regional approach to water conservation.

Local government will probably continue to be a major actor in water conservation. Aggressive action by water utilities and local government may make existing water supplies serve larger demands in the future. The tools for certailing water use, both short- and long-range, are flexible. Their effectiveness will be enhanced with good and continuous educational programs.

References

- Baumann, Duane D. "Information Programs and Consumer Adoption of Water Conservation." Abstract, in *Water Conservation 81: A National Conference*. Denver, CO, April 1981.
- Birch, Sandra, and Gary Ulrich. *Virginia Beach's Response to the 1980-81 Drought*. Special Report No. 16, Virginia Water Resources Research Center, Blacksburg, VA, June 1982.
- McGrath, Laura. "Demand Management for Industry--Clearing the Hurdles to Implementation." *Water Conservation News*, California Department of Water Resources, Sacramento, CA, December 1990.
- Mosher, Lawrence, ed. "The Rising Cost of Water: Changing National Water Uses and Higher Pollution Control Costs Will Force More Americans to Adopt Conservation Practices." in *The Water Reporter*. Washington, DC: The Fieldston Company, Volume 12, No. 12, December 1988.
- New England River Basin Commission. *Before the Well Runs Dry: A Handbook for Designing a Local Water Conservation Plan*. Boston, MA, 1981.

Reed, Gregory D. "Drought-Related Water Conservation Efforts in Missouri," Journal of the American Water Works Association, Denver, CO, March 1982.

Stone, Brian G. "Suppression of Water Use by Physical Methods," Journal of the American Water Works Association, Denver, CO, September 1978.

U.S. Water News, April 1991.

U.S. Water News, July 1988.

Virginia Pilot. "More Trash, Less Water," May 16, 1988.

Woo, Viviane "Drought Management: Expecting the Unexpected." Journal of the American Water Works Association, Denver, CO, March 1982.

APROVECHAMIENTO INTEGRAL DEL AGUA Y ELIMINACION DE CISTERNAS Y TANQUES
SOBRE LAS EDIFICACIONES.

MANUEL SANCHEZ M., ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL, UNIVERSIDAD AUTONOMA -
DE PUEBLA.
PRIVADA 8 "A" SUR 3501 ANZURES, C.P. 72530
PUEBLA, PUE.

RESUMEN

EN MEXICO PARA CUBRIR LAS VARIACIONES HORARIAS QUE SE TIENEN EN LAS REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SE CONSTRUYEN TANQUES DE REGULACION. OTRA FUNCION QUE CUBREN ESTOS DEPOSITOS ES LA DE PROPORCIONAR LA PRESION NECESARIA PARA QUE EL AGUA LLEGUE A TODOS LOS CONSUMIDORES.

AHORA BIEN, EN LA MAYORIA, DE LAS REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA DEL PAIS SE TIENE QUE, ADEMAS DE LOS TANQUES DE REGULACION SE CONSTRUYEN CISTERNAS EN LA PARTE BAJA Y DEPOSITOS SOBRE LAS EDIFICACIONES QUE ANULAN LAS PRESIONES ESTABLECIDAS EN EL PROYECTO, INCREMENTAN LOS COSTOS DE CONSTRUCCION Y SE CONVIERTEN EN SITIOS POTENCIALES DE CONTAMINACION

EN OTRO SENTIDO, SE PLANTEA ESTABLECER UNA RED DE TUBERIAS QUE CONDUZCA EL AGUA RESIDUAL TRATADA EN UNA ZANJA DE OXIDACION A LOS W.C. DE BAJO CONSUMO INSTALADOS EN LAS VIVIENDAS PARALELA A LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.

SE REALIZA UN EJEMPLO DE APLICACION EN DONDE SE EVALUAN LOS COSTOS DE LAS DOS REDES Y SE COMPARA EL DE AGUA RESIDUAL VERSUS EL AHORRO QUE SE TIENE CON LA ELIMINACION DE CISTERNAS Y TANQUES SOBRE LOS EDIFICIOS DE UN CONJUNTO HABITACIONAL DE MIL VIVIENDAS.

I.- INTRODUCCION.

PARA CUBRIR LAS VARIACIONES HORARIAS QUE SE PRESENTAN EN LAS REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SE CONSTRUYEN LOS TANQUES DE REGULACION, ES DECIR LOS DEPOSITOS SON ESTRUCTURAS QUE PERMITEN MODIFICAR EL REGIMEN CONSTANTE DE ENTRADAS PARA AJUSTARLO AL VARIABLE DE CONSUMOS. LOS DEPOSITOS TAMBIEN SON UTILIZADOS PARA ALMACENAR EL AGUA NECESARIA PARA CUBRIR EMERGENCIAS, TALES COMO DESCOMPOSTURA DE EQUIPOS, CORTES ELECTRICOS Y ROTURAS DE TUBERIA.

LA UBICACION DE LOS TANQUES EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE ESTA DETERMINADA, PRINCIPALMENTE, POR LAS CONDICIONES TOPOGRAFICAS, GEOLOGICAS Y DE OPERACION DEL SISTEMA. SIN EMBARGO, LA FORMA MAS CONVENIENTE ES AQUELLA EN LA QUE EL TANQUE SE ENCUENTRA ENTRE LA ZONA DE CAPTACION Y LA RED DE DISTRIBUCION.

LA CAPACIDAD DE LOS DEPOSITOS ES FUNCION DE LA LEY DE DEMANDAS DEL CENTRO DE POBLACION QUE SE ESTUDIA Y DEL GASTO MAXIMO DIARIO. DADO QUE AL PROYECTAR UNA RED DE DISTRIBUCION O BIEN MEJORAR UN SISTEMA SIN SERVICIO MEDIDO NO SE CONOCE LA LEY DE DEMANDAS, EL TAMAÑO DE LOS DEPOSITOS DE REGULACION Y ALMACENAMIENTO EN MEXICO, SE DETERMINA CON EL GASTO MAXIMO DIARIO MULTIPLICADO POR FACTORES, OBTENIDOS DE LAS TABLAS DE DEMANDAS HORARIAS ELABORADAS POR EL BANCO NACIONAL DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS EN LA DECADA DE LOS SESENTAS.

AHORA BIEN, EN LAS REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA DEL PAIS SE ESTA HACIENDO COSTUMBRE QUE ADEMAS DE LOS DEPOSITOS DE REGULACION, EN CADA EDIFICACION SE CONSTRUYAN, EN LA PLANTA BAJA, CISTERNAS Y TANQUES EN LAS AZOTEAS, LOS CUALES ANULAN LAS PRESIONES LOGRADAS EN LA RED DE DISTRIBUCION CON LOS DEPOSITOS DE ALMACENAMIENTO Y REGULACION, YA SEA POR BOMBEO Y GRAVEDAD O SOLO POR GRAVEDAD, ADEMAS DE INCREMENTAR LOS COSTOS DE CONSTRUCCION Y ENERGIA ELECTRICA CONSUMIDA EN EL REBOMBEO, ASI COMO TENER PUNTOS POTENCIALES DE CONTAMINACION POR FALTA DE HIGIENE; UN ALMACENAMIENTO INNECESARIO Y FUGAS DIFICILES DE DETECTAR.

EL OBJETIVO PRINCIPAL DEL TRABAJO ES ESTABLECER UNA RED DE TUBERIA QUE CONDUZCA EL AGUA RESIDUAL TRATADA EN UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE TIPO SECUNDARIO A BASE DE ZANJAS DE OXIDACION A LOS RETRETES DE BAJO CONSUMO INSTALADOS EN PROTOTIPOS DE TRES NIVELES CON DOS VIVIENDAS POR NIVEL, PARALELA A LA RED DE AGUA POTABLE, CUANTIFICAR SU COSTO Y DEMOSTRAR QUE ES POSIBLE CONSTRUIRLA CON EL AHORRO QUE SE TIENE AL ELIMINAR, LAS ANTIFUNCIONALES E INNECESARIAS POR TODOS CONCEPTOS, CISTERNAS Y TANQUES SOBRE LOS EDIFICIOS.

II.- PROYECTO Y PRESUPUESTO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE-CONVENCIONAL.

2.1.- DATOS DE PROYECTO.

NUMERO DE VIVIENDAS	1056
HABITANTES POR VIVIENDA	6
HABITANTES DE PROYECTO	6400
DOTACION, EN LITROS POR HABITANTE Y DIA	200
COEFICIENTES DE VARIACION:	
DIARIA	1.2
HORARIA	1.5
GASTOS, EN LITROS POR SEGUNDO:	
MEDIO	14.81
MAXIMO DIARIO	17.77
MAXIMO HORARIO	26.65
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	AGUA SUBTERRANEA
TIPO DE CAPTACION	POZO PROFUNDO
LINEA DE CONDUCCION	BOMBEO A TANQUE ELEVADO
REGULACION	TANQUE SUPERFICIAL DE 400 m ³
RED DE DISTRIBUCION	TANQUE ELEVADO DE 100 m ³ DE CAP. Y 20 M. DE TORRE

2.2.- PROYECTO Y PRESUPUESTO.

EL CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION SE REALIZO BAJO EL SUPUESTO DE QUE LA POBLACION ESTA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA Y QUE ES PROPORCIONAL A LA LONGITUD DE LA TUBERIA DE LA RED DE ESTUDIO Y APLICANDO EL METODO DE HARDY CROSS PARA EL EQUILIBRIO HIDRAULICO DE LA RED.

LOS DIAMETROS RESULTANTES FUERON DE: 100 Y 150 MM (4 Y 6").

EL MATERIAL DE LA TUBERIA EMPLEADA FUE P.V.C. RD-41.

EL MONTO TOTAL DEL PRESUPUESTO ALCANZA LA SUMA DE: -----
\$306'617,169.00 (TRESCIENTOS SEIS MILLONES SEISCIENTOS DIEZ Y SIETE MIL
----- CIENTO SESENTA Y NUEVE PESOS 00/100 M.N.).

III.- PROYECTO Y PRESUPUESTO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUAS RESI--
DUALES DOMESTICAS.

3.1.- DETERMINACION DEL GASTO.

SE BASO EN EL CALCULO DE PROBABILIDADES PARA ESTABLECER UNA FORMULA DE-
LA QUE PUEDA DEDUCIRSE, EN RELACION AL NUMERO TOTAL DE APARATOS A QUE -
SIRVE LA TUBERIA CONSIDERADA, QUE PORCIENTO DEBE CONSIDERARSE QUE FUN--
CIONAN SIMULTANEAMENTE.

PARA EL ESTUDIO SE CONSIDERO, DETERMINAR EL NUMERO p DE APARATOS, DE --
LOS n , QUE PROBABLEMENTE ENTRARAN EN FUNCIONAMIENTO SIMULTANEO UNA VEZ--
AL DIA COMO MAXIMO.

LOS DATOS ESTABLECIDOS FUERON:

f = DURACION MEDIA DE SALIDA DE AGUA EN CADA USO DE APARATO : 2 MINUTOS
 i = DURACION MEDIA DEL INTERVALO ENTRE CADA DOS USOS EN EL PERIODO DE -
MAXIMO USO DURANTE EL DIA : 40 MINUTOS.
 m = DURACION DEL PERIODO DE PUNTA : 2 HORAS.

LA FORMULA APLICADA FUE:

$$\text{Log } A^{p-1} - \text{Log } B = \text{Log } C_p^n$$

DONDE:

$$A = \frac{i}{f} \text{ y } B = \frac{m}{i} \text{ (i y m EN HORAS)}$$

C_p^n = NUMERO DE COMBINACIONES POSIBLES DE p UNIDADES TOMADAS EN--
TRE LAS n

EL RESULTADO OBTENIDO FUE:

SIMULTANEIDAD : 12%
Q POR APARATO : 0.10 l.p.s.
NUMERO DE APARATOS : 1056

ENTONCES:

$$1056 \times 0.10 \times 0.12 = 12.7 \text{ l.p.s.}$$

CANTIDAD QUE SE APROXIMA A:

$$Q = 13.00 \text{ l.p.s.}$$

COMO GASTO DE PROYECTO.

3.2.- PROYECTO Y PRESUPUESTO.

EL PROYECTO DE LA RED PARA AGUAS RESIDUALES SE PLANTEA COMO SIGUE:

DEL TANQUE DE AGUA DE REUSO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE TIPO SECUNDARIO A BASE DE ZANJAS DE OXIDACION SE BOMBEEA EL AGUA RESIDUAL TRATADA A UN TANQUE ELEVADO DE 50 m³ DE CAPACIDAD Y 15 METROS DE ALTURA Y DE AQUI DESCENDERA POR GRAVEDAD A LOS RETRETES DE BAJO CONSUMO INSTALADOS EN TODAS LAS VIVIENDAS DEL CONJUNTO HABITACIONAL.

LA RED DE DISTRIBUCION SE CALCULO IDENTICO A LA CONVENCIONAL, OBTENIENDO LOS DIAMETROS SIGUIENTES:

75 y 100 MM (3 y 4") DE RD - 32.5 y 41, RESPECTIVAMENTE.

EL PRESUPUESTO ALCANZA LA SUMA DE: -----
\$ 236'567,283.00 (DOSCIENTOS TREINTA Y SEIS MILLONES QUINIENTOS SESENTA Y SIETE MIL DOSCIENTOS OCHENTA Y TRES PESOS 00/100 M.N.).

IV.- PRESUPUESTO DE LAS CISTERNAS Y TANQUES ELEVADOS.

EL CONJUNTO HABITACIONAL SE CONFORMA DE 176 EDIFICIOS, ES DECIR QUE SE REQUIEREN IGUAL NUMERO DE CISTERNAS Y TANQUES.

LA CISTERNA UNITARIA SE CONSIDERO DE 10 m³ DE CAPACIDAD. SU COSTO, INCLUYENDO EL EQUIPO DE BOMBEO FUE:-----
\$ 6'652,522.00 (SEIS MILLONES SEISCIENTOS CINCUENTA Y DOS MIL QUINIENTOS VEINTE Y DOS PESOS 00/100 M.N.).

QUE MULTIPLICADOS POR 176 DA:-----
\$ 1'170'843,872.00 (MIL CIENTO SETENTA MILLONES OCHOCIENTOS CUARENTA Y TRES MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y DOS PESOS 00/100 MN)

LOS TANQUES ELEVADOS SE PROYECTARAN DE 10 m³ DE CAPACIDAD, RESULTANDO SU COSTO DE: -----
\$ 9'548,733.00 (NUEVE MILLONES QUINIENTOS CUARENTA Y OCHO MIL SETECIENTOS TREINTA Y TRES PESOS 00/100 M.N.). Y PARA LOS 176 EDIFICIOS SE TENDRA: -----
\$ 1'680'577,008.00 (MIL SEISCIENTOS OCHENTA MILLONES QUINIENTOS SETENTA Y SIETE MIL OCHO PESOS 00/100 M.N.).

ES DECIR, EN TOTAL SE TIENE UNA EROGACION INNECESARIA DEL ORDEN DE LOS 2 900 MILLONES DE PESOS.

CONCLUSIONES.

- 1.- LA RED DE DISTRIBUCION PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS REPRESENTA UN 10% DEL COSTO DE CISTERNAS Y TANQUES.
- 2.- DEBEN DE ELIMINARSE LAS CISTERNAS Y TANQUES DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.
- 3.- CON LAS EROGACIONES DE LOS TANQUES Y CISTERNAS ES POSIBLE FINANCIAR TAMBIEN EL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS.

APROVECHAMIENTO INTEGRAL DEL AGUA
ING. MANUEL SANCHEZ MENESES
JUNIO DE 1991

DESCRIPCION	U.M.	P. UNIT.	RED NORMAL		RED PARA A.P.I.	
			CANTIDAD	IMPORTE	CANTIDAD	IMPORTE
R E Z O						
RAZO Y NIVELACION (UN SOLO TRAZO)	ML.	485.56	3,861.00	1,777,835.18	3,861.00	1,755,357.18
EXCAVACION A MANO EN MATERIAL II DE 0-2 MTS.	M3.	11,350.86	2,324.10	26,360,533.75	2,196.60	24,933,259.58
LANTILLA CON MATERIAL PASADO DE EXCAVACION	M3.	6,978.49	227.18	1,558,460.95	219.24	1,333,414.77
ISBERTA DE P.V.C. CON CAMPANA DE 152 MM. (6")	ML.	60,904.25	750.00	45,678,187.50		
ISBERTA DE P.V.C. CON CAMPANA DE 102 MM. (4")	ML.	20,037.51	2,911.00	58,378,332.61	750.00	18,146,310.00
ISBERTA DE P.V.C. CON CAMPANA DE 76 MM. (3")	ML.	15,623.54			2,911.00	18,489,124.54
TRAQUES DE CONCRETO	PZ.	12,887.88	40.00	778,392.80	40.00	793,752.80
ELLENO COMPACTADO CON PISEN MAT. SOB. PROB. EXC	M3.	4,079.49	2,059.84	14,378,374.37	1,937.82	12,163,910.63
CARRETE EN CARRETILLA MAT. SOB. PROB. EXC.	M3.	3,815.94	37.28	142,259.29	36.11	72,876.55
AREA MANUAL Y ACARREO EN CAMION MAT. S.P. EXC	M3.	20,625.00	48.44	779,497.20	36.11	518,323.11
			SUMA	150,069,245.61	SUMA	100,769,430.27
PIEDAS ESPECIALES Y VALVULAS						
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 100x100 MM. (4"x4")	PZ.	210,000.00	20.00	4,200,000.00		
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 100x100 MM. (4"x4")	PZ.	31,250.00	1.00	32,250.00		
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 100x 75 MM. (4"x3")	PZ.	136,641.75			20.00	2,721,235.10
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 75 x 75 MM. (3"x3")	PZ.	90,728.78			3.00	372,188.22
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 50x100 MM. (4"x1")	PZ.	164,532.00	2.00	329,064.00		
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 30x100 MM. (4"x1")	PZ.	163,920.00	23.00	2,367,460.00	3.00	218,340.00
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 22 1/2"x100 MM. (4"x1")	PZ.	38,957.50	12.00	1,667,450.00		
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 50x 75 MM. (3"x3")	PZ.	67,187.50			22.00	1,549,311.50
DE DE P.V.C. C/CAMPANA 22 1/2"x 75 MM. (3"x3")	PZ.	46,678.75			12.00	562,745.00
(TREMIDAD CAMPANA DE P.V.C. DE 150 MM. (6")	PZ.	141,332.00	14.00	1,978,848.00		
(TREMIDAD CAMPANA DE P.V.C. DE 100 MM. (4")	PZ.	82,082.50	44.00	3,611,630.00	14.00	1,149,653.00
(TREMIDAD CAMPANA DE P.V.C. DE 75 MM. (3")	PZ.	75,135.49			44.00	3,094,541.56
VALVULA DE COMPUERTA DE Fo.Fo. C/B. DE (6")	PZ.	1,317,765.31	7.00	5,224,357.17		
VALVULA DE COMPUERTA DE Fo.Fo. C/B. DE (4")	PZ.	747,748.11	22.00	16,450,458.42	7.00	2,234,222.77
VALVULA DE COMPUERTA DE Fo.Fo. C/R. DE (3")	PZ.	514,070.10			22.00	11,709,542.20
1/2 TORNILLOS Y EMP. DE PLENO P/BRIDA DE (6")	J8.	13,945.50	7.00	97,618.50		
1/2 TORNILLOS Y EMP. DE PLENO P/BRIDA DE (4")	J8.	8,791.25	22.00	193,407.50	7.00	61,958.78
1/2 TORNILLOS Y EMP. DE PLENO P/BRIDA DE (3")	J8.	4,847.50			22.00	107,955.00
BLOC. DE PZAS. ESP. DE PVC CON BRIDA (2"-3")	PZ.	1,879.63			44.00	82,455.72
BLOC. DE PZAS. ESP. DE PVC CON BRIDA (4"-6")	PZ.	2,631.13	38.00	152,405.34	14.00	36,833.82
BLOC. DE PZAS. ESPECIALES DE PVC CON CAMPANA	PZ.	1,647.09	60.00	98,822.40	60.00	98,822.40
			SUMA	40,167,914.53	SUMA	23,692,028.97
CRANS DE OPERACION DE VALVULAS						
RAZO Y NIVELACION DEL TERRENO	M2.	615.69	53.76	43,862.28	53.76	43,862.28
EXCAVACION A MANO MATERIAL II DE 0-2 MTS.	M3.	11,350.86	75.24	854,268.72	75.24	854,268.72
USA DE OPERACION DE VALVULAS TIPO 1-1-A	PZ.	1,479,303.84	13.00	22,189,357.30	13.00	22,189,357.30
USA DE OPERACION DE VALVULAS TIPO 2-2-A	PZ.	1,492,923.26	4.00	7,611,673.04	4.00	7,611,673.04
USA DE OPERACION DE VALVULAS TIPO 3-2-A	PZ.	3,130,532.29	2.00	4,281,704.28	2.00	4,281,704.28
TRAPEZ EN CARRETILLA MAT. SOB. PROB. EXC.	M3.	3,815.94	78.24	297,187.18	78.24	297,187.18
AREA MANUAL Y ACARREO EN CAMION M. S. P. EXC	M3.	20,625.00	97.84	2,017,950.00	97.84	2,017,950.00
			SUMA	41,249,222.74	SUMA	41,249,222.74
TORNOS DOMICILIARIAS						
UNA DOMICILIARIA DE P.V.C. DE 100 MM. x 3/4"	PZ.	74,721.10	176.00	13,150,912.60		
UNA DOMICILIARIA DE P.V.C. DE 75 MM. x 1/2"	PZ.	68,369.81			176.00	12,933,288.96
EXCAVACION A MANO MATERIAL II DE 0-2 MTS.	M3.	11,350.86	572.00	6,492,491.52	572.00	6,492,491.52
USA DE ISBERTA DE Fo.Fo. DE 100x100 CMS.	PZ.	66,063.00	176.00	11,479,149.60	176.00	11,479,149.60
ELLENO COMPACTADO CON PISEN MAT. SOB. PROB. EXC	M3.	3,079.49	572.00	3,477,438.28	572.00	3,477,438.28
			SUMA	25,100,022.40	SUMA	25,100,022.40

APROVECHAMIENTO INTEGRAL DEL AGUA
ING. MANUEL SANCHEZ MENEZES
JUNIO DE 1991

DESCRIPCION	U.M.	P. UNIT.	RED NORMAL		RED PARA EMER.	
			CANTIDAD	IMPORTE	CANTIDAD	IMPORTE
			S U M A	264,327,855.00	S U M A	209,729,110.00
			157 I.V.A.	39,952,810.00	157 I.V.A.	50,554,000.00
			T O T A L	304,280,665.00	T O T A L	260,283,110.00

DESCRIPCION	U.M.	P. UNIT.	CANTIDAD	IMPORTE
D I S T R I B U T O R I A				
RASO Y NIVELACION DEL TERRENO	M2.	315.87	7.57	2,385.81
CONCRETO A LARGO MATERIAL DE 8-10 MTS.	M2.	11,351.56	16.70	189,569.96
CANTILERA DE CONCRETO F10=100 LB 5 CMS. ESP.	M2.	205,324.09	7.25	1,498,691.66
LEO DE CONCRETO DE 10 CMS. DE ESPESURA	M2.	23,428.11	7.57	177,379.80
ALISO DE PISO	M2.	17,263.77	7.57	130,692.57
EMEX 15x20/4 EN CADENAS Y CASTILLOS	ML.	7,047.78	31.20	221,902.76
EMERA COMUN 15x20 CMS. EN CADENAS Y CAST.	ML.	14,563.64	31.20	454,385.47
CONCRETO F10=200 KG/CM2. EN CADENAS Y CAST.	M2.	205,324.09	0.94	41,904.00
LEO DE TABIQUE PARA COMUN DE 12 CMS. ESP.	M2.	23,324.01	20.20	471,145.01
PLAFONDO FALSO EN MUROS	M2.	12,357.54	20.20	249,621.33
EMERA COMUN EN LOSA	M2.	25,635.07	8.20	210,227.66
CONCRETO F10=200 KG/CM2. EN LOSA	M2.	205,324.09	0.76	156,056.11
LEO DE REFUERZO # 3 (3/8") EN LOSA	TN.	1,528,476.34	0.64	981,720.83
APA DE LAMINA DE 60x60 CMS.	PZ.	95,668.00	1.20	114,801.60
IMPRA CENTRIFUGA HORIZONTAL DE 1 H.P.	PZ.	425,000.00	1.00	425,000.00
			S U M A	5,754,301.82

T A N Q U E E L E V A D O				
EMERA APARENTE EN MUROS	M2.	56,272.92	31.22	1,757,322.74
LEO DE REFUERZO # 3 (3/8") EN CASTILLOS	TN.	1,727,455.93	0.22	372,035.96
MALLA ELECTROSOLDADA 4x6-6/8 EN MUROS	M2.	8,144.05	23.12	189,474.34
MALLA ELECTROSOLDADA 4x6-6/8 EN CAPA DE C.	M2.	4,637.83	14.71	68,218.66
CONCRETO F10=200 KG/CM2. EN MUROS Y LOSA BASE	M2.	226,225.61	8.20	1,855,051.80
LOSA DE VIGUETA Y BOVEDILLA ATAPA DEL TANQUE	M2.	29,029.91	12.64	367,139.86
CONCRETO F10=200 KG/CM2. CAPA DE COMPRESION	M2.	226,225.61	0.67	51,127.48
EMEX 15x20/4 EN CADENAS	ML.	7,275.40	14.56	106,044.76
EMERA COMUN 15x20 CMS. EN CADENAS	ML.	14,604.04	14.56	212,723.77
CONCRETO F10=200 KG/CM2. EN CADENAS	M2.	226,225.61	0.44	101,546.72
ALABRILLADO ESCOBILLADO EN TAPA TANQUE	M2.	26,370.00	14.20	375,464.00
ALISO DE MUROS INTERIORES	M2.	15,377.89	30.29	465,796.29
APA DE LAMINA DE 60x60 CMS.	PZ.	95,370.00	1.00	95,370.00
			S U M A	3,307,246.72
			S U M A	11,088,068.54
			157 I.V.A.	2,143,207.82
			T O T A L	13,231,276.36

157011276.36 POR 17% DEDUCCIONES = 13,231,276.36

MEDICION DOMICILIARIA EN MEXICO
DESDE LA SELECCION DEL EQUIPO HASTA SU OPERACION PERMANENTE

Marcos G. Cerrillo Romero
Comision Nacional del Agua
Cerrada Juan Sánchez Azcona 1723 piso 10
Col. del Valle
C.P. 03100 México, D.F.
Tel. (5) 524 7269

R E S U M E N

La selección del medidor para agua por instalar definirá la efectividad de la acción. Una inadecuada selección del aparato por adquirir originará un gasto inútil. En caso de no tomar en consideración aspectos ligados a la eficiencia del aparato como son además de la precisión, las condiciones de operación, la oportunidad en el suministro de refacciones, mantenimiento, servicio y garantías adicionales que ofrecen los proveedores, entonces los resultados serán negativos para la administración del sistema operador.

Por la apertura comercial que tiene el país, es imperante la necesidad de evaluar en forma rigurosa, técnica y económicamente, las propuestas que se presentan a los organismos operadores. Como el comprador debe saber qué quiere, es deseable que tenga manera de verificar, lo que el vendedor ofrece, ya que se dan casos en que el producto es de vanguardia y las condiciones de trabajo no son las adecuadas o no conoce lo que promueve.

ANTECEDENTES

Ubiquémonos en algún municipio de la República Mexicana, que preste el servicio de suministro de agua potable a través de un organismo operador con las siguientes características:

- Los directivos son nuevos en sus puestos.
- Alguien les dijo que tener el 70% de las tomas con medidor es bueno para cualquier organismo operador.
- Existen dos marcas de aparatos instalados.
- No tienen taller de mantenimiento a medidores.
- Se ha verificado que existe un padrón de usuarios

- confiable.
- Están por iniciar el desarrollo del Sistema Comercial.
 - Les ofrecen diversidad de marcas y modelos de medidores.
 - Con los ingresos que reciben, pagan la energía eléctrica, el agua en bloque, la nómina y parte del mantenimiento en las áreas de infraestructura y electromecánica.

Como estos nuevos directivos saben que uno de los elementos que ayuda en la selección adecuada de un bien, es definir claramente los requerimientos que debe cumplir, y otro es describir las condiciones en que estará trabajando el aparato, se asesoraron adecuadamente para tener un panorama lo mas completo posible sobre medidores domiciliarios; los asesores propusieron investigar las opciones sobre los principios de funcionamiento en estos instrumentos, los requisitos para la instalación adecuada del aparato, opciones para la toma de lectura, el rango de precisión en que debe de trabajar el medidor de acuerdo a las normas de fabricación, las condiciones generales en las que se encontrarán los medidores, destacando la presión de alimentación a los predios, temperaturas extremas del agua y ambientales y calidad del agua suministrada.

Los directivos también están concientes de que el procedimiento para determinar el medidor para agua por instalar, definirá la efectividad de la acción, y que una inadecuada selección del aparato por adquirir originará un gasto inútil. En caso de no tomar en consideración aspectos ligados a la eficiencia del aparato como son además de la precisión, la oportunidad en el suministro de las refacciones, o en dar el mantenimiento, servicios y garantías adicionales que ofrecen los proveedores, entonces los resultados serán negativos para la administración del sistema operador.

INVESTIGACION

Principios de funcionamiento

Los resultados presentados por los asesores fueron los siguientes: Sobre las opciones de principio de funcionamiento, se encontró que son dos grupos generales, uno basado en el paso del agua a través de cámaras volumétricas de paredes móviles, dando lugar a los medidores volumétricos y el otro por la acción de la velocidad del fluido que hace girar a una propela, principio de los medidores velocimétricos. A su vez cada uno de ellos tienen divisiones, el volumétrico en pistón oscilante y de disco nutativo. El de velocidad en chorro múltiple y chorro único para el rango de gasto permanente entre 0.6 y 10 m³/h, para rangos mayores se utiliza la turbina, en esta última división se incluye al tipo Woltmann.

Para gastos permanentes de hasta 10 m³/h el medidor volumétrico tiene mayor precisión que el velocimétrico, aunque tienen el riesgo, sin llegar a comprobarlo, que los volumétricos dejan de registrar cuando la arena o pequeños sólidos acarreados por el agua, que no fueron detenidos por el filtro o cedazo, se atascan en la cámara de medición.

Instalación

Sobre los requisitos de instalación, se deben colocar lo más cercano al límite entre el predio y la banqueta, habiendo dos criterios sobre su ubicación, uno menciona que deben estar dentro del predio, con la finalidad de hacer partícipe al usuario del cuidado del aparato y el otro indica la mejor ubicación fuera del predio, para facilitar la lectura y el mantenimiento; la selección del criterio para cada población está en función del comportamiento cívico de sus habitantes.

Otro aspecto indica lo importante de dejar fijo el tramo de tubería donde está el aparato para evitar vibraciones que lo llegen a afectar y sobre todo mantener tramos rectos de tubería sin ningún accesorio aguas arriba y abajo del medidor con longitudes normalmente de 10 y 5 diámetros respectivamente, para garantizar un régimen tranquilo del agua, en beneficio de una buena precisión para el registro del consumo efectuado. El lugar donde se coloque el medidor debe tener fácil acceso, bien iluminado, permanecer libre de obstáculos, estar alejado de la acometida de energía eléctrica y de preferencia tener piso antiderrapante. La instalación hidráulica no debe formar parte de la tierra del circuito eléctrico.

Temperatura

Las temperaturas extremas del agua, juegan un papel importante en la toma de decisión si el aparato debe estar enterrado o a la intemperie sobre todo a temperaturas bajas cuando se dilata el agua "tronando" los medidores, pues la investigación aclaró un punto fundamental para los medidores instalados en posición horizontal: La cámara de medición siempre debe estar llena de agua.

Para evitar daños en la cámara de medición por el retorno de agua caliente se coloca una válvula de retención (check) después del medidor, sobre todo cuando existe calentador semiautomático.

Toma de lectura

Sobre las opciones para el registro de lectura, se tienen las siguientes: la primera es la tradicional a través del lectorista que registra la cifra que indica el medidor, la segunda requiere que pase un dispositivo cerca del medidor para almacenar los datos del mismo y la tercera utiliza sistemas de comunicación vía teléfono o radio.

Normas de fabricación

Para conocer los parámetros del rango de precisión en que deben trabajar medidores consultaron las Normas Oficiales Mexicanas NOM-CH-1-1968 y NOM-CH-9-1964, encontrando que para el campo inferior se permite un error límite de $+5\%$ y para el campo superior es de $+2\%$. Averiguaron que estas normas se han revisado y actualizado, teniendo como base la Norma Internacional ISO- 4064, con un avance al 17 de mayo de 1991 de 2 de las 3 partes totalmente redactadas, para ser publicadas en el Diario Oficial de la Federación.

Presión de alimentación

Sobre el comportamiento de la presión de alimentación a los predios, tuvieron que auxiliarse con personal del área operativa para verificar las partes del poblado que tienen servicio continuo y donde es intermitente, posteriormente con registradores adecuados en magnitud y tiempo, determinar los límites superior e inferior para cada circuito, una vez obtenidos los rangos de la presión y con datos del padrón de usuarios, se ubicaron los diámetros de las tomas y los predios con cisterna para calcular el consumo potencial de cada uno de ellos, con el objeto de establecer el medidor adecuado a cada toma.

Calidad del agua

El conocer los parámetros de calidad del agua suministrada, ayuda no solo para verificar el efecto de las acciones de potabilización del agua, también se utilizan como datos para determinar periodos de mantenimiento preventivo los medidores, o cuando se requisitan aparatos, solicitar materiales con o sin algún tratamiento para las piezas que están en contacto con el agua, con objeto de prolongar en lo posible la vida útil del instrumento.

REQUISITOS

Análisis

Para determinar el número inicial de aparatos medidores que deben estar funcionando, se tomó la decisión de mantener controlados a los grandes consumidores de agua, posteriormente a los medianos y finalmente a los pequeños,

de acuerdo al análisis costo beneficio del proceso "Adquisición, Instalación, Toma de lectura, Mantenimiento a los medidores, Facturación, Cobranza e Índice tarifario", bajo los siguientes criterios: del padrón de usuarios se listaron los datos de las tomas sin medidor, clasificandolas por diámetro en orden descendente y uso que se le dá al agua, dando prioridad a los usos no domésticos; de los reportes sobre medidores con problema para toma de lectura y del análisis del proceso para determinación de consumos, se obtuvieron los datos de aparatos que requieren atención especial, generando la orden del cambio de medidor; y con observación cuidadosa del comportamiento histórico en los consumos registrados, clasificar a los usuarios adecuadamente.

Determinación de la requisición

Con las cifras del grupo de grandes consumidores sobre tomas sin medidor, medidores instalados sin funcionar o deficientes, así como el consumo potencial para cada predio seleccionado, el conocimiento de cómo, cuándo y dónde afecta la calidad del agua en el funcionamiento de los instrumentos de medición, y las condiciones generales en las que operarán, convocaron a concurso la adquisición de estos aparatos; una vez cubiertos los requisitos y trámites para tener acceso a la fuente de financiamiento llamada "Mezcla de recursos", instrumento que allega crédito al organismo ejecutor en condiciones favorables, para ésta u otras acciones de fortalecimiento al área que suministra los servicios de agua potable y saneamiento. Todo esto en el contexto del "Plan Nacional de Agua Potable y Alcantarillado".

Evaluación de ofertas

Previendo ofertas de medidores extranjeros, la convocatoria indicó que para tener derecho a presentarla, el proveedor debía dejar al menos una muestra al momento de inscribirse, para someterla a las pruebas que marca la norma internacional ISO 4064-3 como prototipo en clase B, con objeto de tener oportunamente los resultados de las pruebas y aplicarles los factores de peso a estos y los demás criterios sobre tecnología y control de calidad incluidos en la metodología para evaluar las propuestas de adquisición de medidores, entre los que destacan otros conceptos como: precio por lote, vida útil del aparato, asistencia técnica, capacitación, servicio de mantenimiento, tiempo de entrega de refacciones, póliza de garantía, adaptación del aparato medidor al desarrollo tecnológico para evitar su obsolescencia, corresponsabilidad del fabricante y distribuidor ante el comprador, información sobre el manejo del producto desde el embarque hasta su instalación, entre otros.

Evaluación de medidores

Se presentaron 20 marcas diferentes de medidores en 24 modelos de hasta $q_p = 1.5 \text{ m}^3/\text{h}$ provenientes de 13 países, incluido México, el organismo convocante había contratado los servicios de un laboratorio de hidráulica para realizar las pruebas previstas, resultando que 3 aparatos presentaron fuga quedando fuera, 4 no presentaron error, 12 medidores fuera a gasto mínimo, 17 medidores fuera a gasto de transición, 4 medidores fuera a gasto permanente, 10 medidores fuera a gasto de sobrecarga, 5 medidores rebasaron el límite de pérdida de carga a q_s ; aclarando que un medidor puede estar considerado en dos o más puntos, de acuerdo a los resultados de las pruebas.

Cuadro comparativo de ofertas

Una vez hecha la recepción de ofertas, evaluaron con la mayor objetividad y misma rigurosidad cada una de ellas en sus aspectos técnicos, económicos y administrativos; llenando un cuadro comparativo con la calificación obtenida por proveedor, para cada uno de los criterios establecidos en las especificaciones técnicas y la metodología ya referida. Obviamente el mayor puntaje fue para el medidor que cumplió de la mejor manera con lo requisitado por el organismo operador.

Contratación

A continuación se formalizó la adjudicación, para que el proveedor, una vez obtenidas las fianzas correspondientes firmara el contrato. En dicho contrato están las cláusulas sobre el derecho que se reserva el organismo contratante, para verificar en cualquier momento, desde la fabricación hasta la instalación, que la calidad del producto es homogénea respecto a lo solicitado y evaluado durante el proceso de selección, basado en toma de muestras aleatorias para un margen de confianza de 90% como mínimo. Este aspecto no era desconocido para los proveedores, por haberse mencionado claramente en las bases del concurso.

ACCIONES COMPLEMENTARIAS

Instalación

Una vez recibidos los medidores, a entera satisfacción del organismo ejecutor, se convocó a concurso la instalación de los aparatos; con objeto de apoyar la tarea de las dos cuadrillas dedicadas a la colocación, cambio y retiro de estos instrumentos de medición. En las especificaciones técnicas vertieron las recomendaciones del fabricante y las experiencias de esas cuadrillas. Habilitaron al personal con mayor conocimiento y empeño de esas cuadrillas como

inspectores , durante el desarrollo del contrato, obteniendo magnificos resultados en la calidad del trabajo y en los rendimientos del contratista.

Lectura y actualización del padrón de usuarios

Conforme se instalaron y/o cambiaron los aparatos previstos para cada ruta de lectura, se reinició dicha actividad con lecturistas motivados y recién capacitados para ser también verificadores del padrón de usuarios.

Eliminación de fugas

Al comparar las cifras de volumen total recibido para distribución, volumen facturado por servicio medido y volumen total facturado, se concluyó que mantener medido entre el 55 y 75 porciento del caudal que se distribuye, no implica un gran número de tomas con medidor, alrededor del 30%; siempre y cuando sean detectadas y eliminadas las fugas de agua en las redes de distribución y en los ramales de alimentación a los predios.

Mantenimiento

El organismo analizó la conveniencia de tener, en una primera etapa, el servicio de mantenimiento a los medidores por medio de los fabricantes y distribuidores autorizados, debido al reducido número de aparatos que lo requerirían bimestralmente. En la segunda etapa previeron, la instalación de un taller que crecería paulatinamente en capacidad y experiencia, para ofrecer en una tercera etapa, el servicio de mantenimiento preventivo y correctivo de medidores a los organismos operadores de sistemas de agua potable aledaños a él.

CONCLUSIONES

Quiero reiterar la importancia que tienen: la selección adecuada de los aparatos medidores por adquirir, su instalación, la toma de lectura y el mantenimiento a los mismos, dentro del proceso para lograr la autosuficiencia financiera del organismo operador, sin perder de vista el complemento al proceso; con acciones específicas en las demás áreas de la institución, que permitan alcanzar niveles óptimos de eficiencia y eficacia, algunos ejemplos son:

- Lograr un uso eficiente de la energía eléctrica con equipos electromecánicos debidamente dimensionados
- Establecer y cumplir con los calendarios para mantenimiento preventivo en las instalaciones del sistema
- Determinar la conveniencia en la sustitución de tramos de tubería, de acuerdo a las políticas de operación y registro de fugas

- Campanas para eliminar fugas intradomiciliarias
- Desarrollar programas sobre seguridad y capacitación en el trabajo, entre otros.

Los cuales pueden hacerse realidad bien con los recursos humanos y materiales del organismo operador, o con el apoyo contratado de empresas especializadas. No hay que olvidar los aspectos relacionados con la parte más importante de la organización, estableciendo remuneraciones adecuadas y las políticas de incentivos y promoción al personal de todos los niveles.

REFERENCIAS

- Comisión Nacional del Agua/SGIHUI/GUEA/Especificaciones técnicas y metodología para evaluar propuestas para la adquisición de medidores para agua fría/México (1990), 10 pp.
- Comisión Nacional del Agua/SGIHUI/GUEA/Guía para la requisición de aparatos medidores domiciliarios para agua potable/México (1990), 18 pp.
- Comité Consultivo Nacional de Normalización Metroológica /Grupo de trabajo Flujo y Volumen/Anteproyecto de norma oficial mexicana NOM CH 1-1. Medición de flujo de agua en conductos cerrados de sistemas hidráulicos. Medidores para agua potable fría.-Parte 1: Especificaciones/México (1990), 23 pp.
- Comité Consultivo Nacional de Normalización Metroológica /Grupo de trabajo Flujo y Volumen/Anteproyecto de norma oficial mexicana NOM CH 1-2. Medición de flujo de agua en conductos cerrados de sistemas hidráulicos. Medidores para agua potable fría.- Parte 2: Requisitos de instalación /México (1990), 4 pp.
- Organisation Internationale de Métrologie Légale/International recommendation No. 49 (1979)/Water meters intended for the metering of cold water, 10 pp.
- Organisation Internationale de Métrologie Légale/International document No. 4 (1981)/Installation, and storage conditions for cold water meters, 6 pp.
- Organisation Internationale de Métrologie Légale/International document No. 7 (1984)/The evaluation of flow standards and facilities used for testing water meters, 26 pp.
- Organisation Internationale de Normalisation/ Norme Internationale ISO 4006 (1977)/Mesure de débit des fluides dans les conduites fermées-Vocabulaire et symboles, 26 pp.

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial/DGN/Norma
Oficial Mexicana NOM-CH-9 Medidores para agua potable
fría, tipo volumétrico/México (1964), 22 pp.

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial/DGN/Norma
Oficial Mexicana NOM-CH-1 Medidores para agua potable
fría, tipo turbina/México (1968).

Universidad Autónoma de San Luis Potosí/Facultad de
Ingeniería/ Laboratorio de hidráulica / Resultados
iniciales de medidores probados en el banco de pruebas
ISO/San Luis Potosi, S.L.P (1991), 144 pp.

IMPACTO DE LA MICROMEDICION EN GUAYMAS, SONORA.

Leonel H. Ochoa Alejo.
Juan Maldonado Silvestre.
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Paseo Cuauhnáhuac # 8532, Jiutepec, Mor.
Tel. (91-73) 19-43-81, México.

RESUMEN.

El impacto de la micromedición en un sistema de distribución de agua potable tiene como objetivo determinar la factibilidad de instalar micromedidores domiciliarios en zonas de la población donde no existen aun los aparatos.

En este artículo se presenta el impacto de micromedición en la ciudad de Guaymas, Son., en donde primero se instalaron, durante dos meses, micromedidores ocultos a tres grupos de usuarios, pertenecientes a las clases socioeconómicas baja, media y alta; posteriormente, a los mismos usuarios se les instaló el aparato visiblemente.

Según los resultados, la clase socioeconómica media es donde se registró el mayor impacto, reduciendo sus consumos hasta un 48 %. Asimismo, el 68 % de los usuarios seleccionados consumió menos agua con micromedidor; en el 32 % restante no hubo ningún efecto.

INTRODUCCION.

Actualmente, en la ciudad de Guaymas, Son. existen 17,420 conexiones domiciliarias, de las cuales solamente el 17.8 % de los usuarios tienen servicio con micromedidor funcionando.

Ante esta carencia de medición domiciliaria, se planteó la necesidad de realizar un programa de instalación de micromedidores en las zonas donde no existen estos aparatos, con el fin de maximizar el uso útil del agua y el beneficio del agua distribuida.

Debido a lo anterior, se hizo un estudio para identificar las zonas de la población en donde conviene iniciar el programa, de tal forma que el desperdicio por parte de los usuarios disminuya y se refleje rápidamente en una mejor distribución y uso eficiente del servicio.

Para llevar a cabo el estudio se instalaron micromedidores ocultos en una primera etapa y, en una segunda etapa fueron instalados visiblemente, en los mismos domicilios de los primeros. Con la diferencia de consumos se determinó el impacto en el ahorro de agua, que causa en los usuarios la instalación del micromedidore en su domicilio.

En este artículo se presenta el proceso y los resultados del estudio.

TRABAJOS DE CAMPO.

La instalación de los micromedidores ocultos y visibles se distribuyó en tres diferentes estratos sociales: clase alta, clase media y clase baja; en lugares donde no existen aparatos.

La ciudad está compuesta por 31 colonias y 11 fraccionamientos hasta el año de 1990, estructurada de la forma siguiente:

ESTRATO SOCIAL	No. DE COLONIAS	No. DE FRACC.	SUMA PARCIAL	EN (%)
CLASE ALTA	3	5	8	19.00
CLASE MEDIA	7	3	10	24.00
CLASE BAJA	21	3	24	57.00
TOTALES	31	11	42	100.00

Después de obtener la estratificación de las clases sociales, anteriormente descritas, con sus respectivos porcentajes, y considerando que se disponía de 20 micromedidores nuevos calibrados en el laboratorio, se aplicó el porcentaje correspondiente a cada estrato a los 20 aparatos y se seleccionó aleatoriamente el sitio donde se instalaron estos micromedidores.

Una vez definidos los domicilios seleccionados, se instalaron los micromedidores ocultos, sin avisarle a los usuarios, para no alterar el consumo de agua que realiza normalmente. El micromedidor se enterró y se protegió con botes de plástico para evitar la entrada de agua a la carátula del medidor y proteger la relojería.

Después de haber instalado los 20 micromedidores en las diferentes clases sociales, se registraron las lecturas de ellos cada quince días, durante un período de dos meses, para obtener los consumos de agua.

Una vez terminado el período de dos meses, se procedió a instalar los mismos micromedidores visiblemente, informándole al usuario que a partir de ese momento el pago del servicio lo realizaría de acuerdo con el consumo indicado en el aparato.

Análogamente a los micromedidores ocultos, también se registraron lecturas de los aparatos visibles, para determinar si se recupera el agua con el efecto de la instalación de micromedidores.

RESULTADOS.

Comportamiento de usuarios en el ahorro de agua.

Para visualizar el comportamiento de los usuarios en cuanto al ahorro del agua, se determinaron los consumos mensuales y los consumos "per cápita" con y sin micromedidor.

El resumen de la diferencia de consumos por estrato socioeconómico, registrados antes y después de hacer visibles los micromedidores se presenta en la figura 1. Se observa que en total se recuperan 382 m³/mes, lo que representa el 25 % del volumen registrado durante los dos primeros meses de prueba.

Si se considera que del total de tomas domiciliarias, 14,327 no tienen micromedidor y que el 24 % de la población es de clase socioeconómica media, se calcula que la redistribución global de agua sería de 61 l/s, si se instalaran micromedidores en todas las tomas domiciliarias que tienen micromedidor descompuesto, o que no tienen dicho aparato. Esto con un nivel de confianza del 85 % y un error en la estimación del 15 %.

Comportamiento de usuarios en el aspecto social.

Durante el tiempo en que se realizaron las instalaciones de los medidores ocultos y visibles, y registros de lecturas, no existieron daños al micromedidor por parte de los usuarios; concluyendo que los tres estratos socioeconómicos se comportaron de manera positiva.

CONCLUSIONES.

En el estrato socioeconómico de la clase media se registró el mayor impacto en cuanto a ahorro de agua, reduciendo sus consumos hasta un 48 %. Por lo tanto se recomienda iniciar el programa de instalación de micromedidores por la clase media.

RECONOCIMIENTOS.

Se agradece al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y al Organismo Operador del Sistema de Agua Potable de Guaymas, Son. por las facilidades para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS.

Ochoa, A.L. et al, Informe final de proyecto Detección y Control de Fugas e Impacto de Micromedición en Guaymas, Sonora, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, informe interno, Jiutepec Mor., 1990.

Des Raj, Teoría del Muestreo, Fondo de Cultura Económica de México, Primera Edición en español, México, 1980 pp. 305.

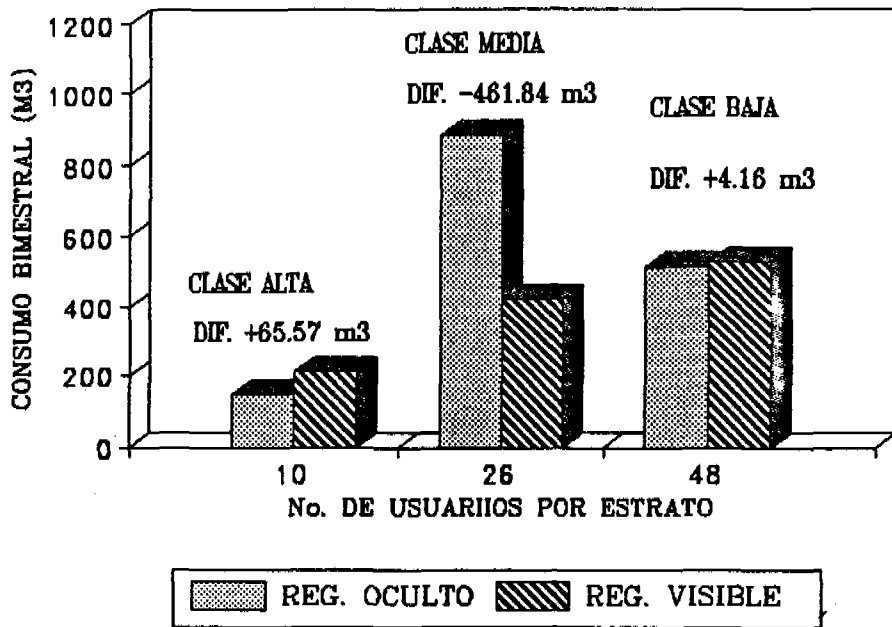


FIGURA 1. Ahorro en consumo de agua de usuarios con y sin medidor.

SUB Y SOBREMEDICION EN GUAYMAS, SONORA.

Leonel H. Ochoa Alejo.
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Paseo Cuauhnáhuac # 8532, Jiutepec, Mor.
Tel. (91-73) 19-43-81, México.

RESUMEN.

La sub y sobremedición se refiere a la cantidad de agua que registra un micromedidor domiciliario de menos o de más, respectivamente, de lo que debe medir exactamente.

La submedición es originada en micromedidores que estén funcionando con gastos muy pequeños, inferiores al 5 % de su gasto máximo (Norma Internacional ISO), y a la variación de la exactitud con el tiempo. La sobremedición es causada principalmente por micromedidores instalados en tuberías que transportan agua mezclada con aire.

La cuantificación de la submedición y sobremedición en una población se determina con base en verificaciones "in situ" de una muestra de los micromedidores instalados en la ciudad, elegidos aleatoriamente.

En este artículo se presenta la evaluación de las cantidades de sub y sobremedición que se obtuvieron en la ciudad de Guaymas, Son. y los procedimientos de muestreo y verificación que se realizaron en 350 micromedidores elegidos. Se encontró que el 23.4 % de los aparatos miden de más, el 71.4 % miden de menos y solamente el 5.2 % mide bien, con lo que resultó una submedición total de 12.15 l/s y una sobremedición de 6.9 l/s.

INTRODUCCION.

Uno de los principales problemas que ocurren en los micromedidores domiciliarios es la condición adversa con las que están funcionando en el sitio donde se encuentran instalados. Al respecto, se pueden mencionar dos situaciones que provocan pérdidas para el Organismo Operador o para los usuarios:

La primera de ellas, se refiere al caso en que los flujos de agua que circulan a través de los micromedidores son muy pequeños (menores al 5 % de su gasto nominal), ya que, para estos valores el aparato registra menos agua que la que realmente fluye, al grado tal de no medir absolutamente nada; estos caudales pequeños son originados por fugas intradomiciliarias o por deficiencias en la red de distribución y se les ha llamado pérdida por submedición. También, se considera dentro de la submedición a los caudales que no se registran por inexactitud de los micromedidores.

La segunda situación es desfavorable para el usuario y se trata de las cantidades de agua que mide el micromedidor de más, cuando el agua que fluye a través del aparato está mezclada con el aire que atrapan las líneas principales, cuando éstas se vacían por reparaciones o suministros discontinuos, puesto que el micromedidor funciona tanto con agua como con aire. A estos caudales se les ha denominado sobremedición.

Dado que en la ciudad de Guaymas, Son. se han detectado estos dos tipos de problemas y no se han cuantificado, y debido a que estas pérdidas repercuten inmediatamente en el aumento de la eficiencia y recuperación económica del sistema, se llevó a cabo un estudio para valuar estas pérdidas, mediante verificación "in situ" de los micromedidores instalados en esta población. En este artículo se muestran los procedimientos, técnicas y resultados obtenidos con el estudio.

TRABAJOS PRELIMINARES.

El primer paso en los trabajos fue obtener la información contenida en el padrón de usuarios y sus correspondientes estadísticas de consumos mensuales. Sin embargo, debido a que dicho padrón no se encontró actualizado y faltaban datos correspondientes al modelo de micromedidor, se tuvo que completar la información con las tarjetas de "altas" que tiene el Departamento Comercial.

Adicionalmente, se clasificaron los micromedidores atendiendo a su rango de funcionamiento (inferior, normal y superior), para lo cual se tuvieron las consideraciones siguientes:

a) La distribución del agua en la Ciudad de Guaymas se realiza de manera discontinua, por lo tanto, el consumo mensual de los usuarios está en función del programa de operación.

b) La distribución del consumo en casas-habitación y comercios varía a lo largo del día y presenta horas definidas, por lo que el consumo mensual es función del número de horas en las que el usuario consume normalmente el agua durante el día. En el caso de Guaymas se encontró que en promedio existen 9.5 horas en las que los usuarios utilizan el servicio normalmente.

c) La curva de errores de los micromedidores presenta tres rangos de funcionamiento (Cavalcanti 1982):

Límite inferior menos del 5% de (Q_p/Q_n)
Límite normal entre el 5% y el 100% de (Q_p/Q_n)
Límite superior más del 100% de (Q_p/Q_n)

en donde:

Q_p = Gasto patrón de comparación, en l/hr.

Q_n = Gasto nominal del micromedidor, especificado por el fabricante, en l/hr.

A continuación se muestran las ecuaciones para determinar los rangos de consumo, aplicables a la ciudad de Guaymas.

- Micromedidor funcionando en el límite inferior.

$$V_i = Q_{\text{nominal}} \times 5\% \times \# \text{ de horas consumo día} \times \# \text{ días}$$

- Micromedidor funcionando en el límite superior.

$$V_s = Q_{\text{nominal}} \times 100\% \times \# \text{ horas consumo} \times \# \text{ días}$$

- Micromedidor funcionando en el límite normal.

$$V_n = \text{corresponde al intervalo entre los dos anteriores.}$$

Con la información anterior se procedió a determinar el tamaño de la muestra de los micromedidores que se verificaron en campo. Este cálculo se realizó por medio de la teoría de muestreo estratificado simple aleatorio (Des Raj 1980). El procedimiento y los resultados por modelo de micromedidor y rango de consumo se presentan en cuadro 1. Se consideró que un estrato corresponde a un modelo de micromedidor y a un rango de consumo; es decir, hay tres muestreos, uno por cada modelo de micromedidor, y por cada muestreo tres estratos, uno por cada rango de consumo.

CUADRO 1 VERIFICACION DE MICROMEDIDORES.
CALCULO DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA:

1. OPCION GLOBAL POR NUMEROS DE MICROMEDIDORES POR MODELO
N = No. TOTAL DE MICROMEDIDORES = 2,962

$$EQUACION: n_0 = \frac{Z_c^2}{Nd^2} \left[N_1 P_1 (100 - P_1) + N_2 P_2 (100 - P_2) + \dots + N_i P_i (100 - P_i) \right]$$

$Z_c = 1.96$ → NIVEL DE CONFIANZA 95%
 $d = 5\%$ → ERROR EN LA ESTIMACION
 $P_1 =$ PORCENTAJE DE NUMERO DE MICROMEDIDORES DE UN MODELO
 $N_1 =$ NUMERO DE MICROMEDIDORES DE UN MODELO
 $N_1 =$ AZTECA 3VM = 807 PZAS.
 $N_2 =$ DELALNET MD15 = 2127 PZAS.
 $N_3 =$ DELALNET LD15 = 28 PZAS.

$$P_1 = \frac{807}{2962} = 27\% ; P_2 = \frac{2127}{2962} = 72\% ; P_3 = \frac{28}{2962} = 1\%$$

POR RANGO DE FUNCIONAMIENTO:

$$N = N_1 + N_2 + N_3$$

$$N = 1235 + 1711 + 16$$

$$P_1 = \frac{1235}{2962} = 42\% ; P_2 = \frac{1711}{2962} = 57\% ; P_3 = \frac{16}{2962} = 1\%$$

$$n_0 = \frac{(1.96)^2}{(2962)(5)^2} \left[(1235)(42)(100-42) + (1711)(57)(100-57) + (16)(1)(100-1) \right] = 373 \text{ PZ}$$

$$n = \frac{n_0}{1+n_0} = \frac{373}{1+373} = 331 \text{ PZAS.} \rightarrow \text{SE CONSIDERO 350 PZAS. POR SI ALGUN MICROMEDIDOR SE ENCONTRABA DESCOMPUESTO DURANTE LA VERIFICACION.}$$

$$\frac{N}{n} = \frac{2962}{350}$$

DISTRIBUIDOS POR LA FORMA SIGUIENTE:

RANGO INFERIOR = $(0.42)(350) = 147$ PZAS.
 RANGO NORMAL = $(0.57)(350) = 200$ PZAS.
 RANGO SUPERIOR = $(0.01)(350) = 3$ PZAS.

TOTAL 350 PZAS.

EL NUMERO POR MARCA Y MODELO SE DETERMINO APLICANDO LOS PORCENTAJES CORRESPONDIENTES:

AZTECA 3VM = $(147)(0.27) + (200)(0.27) + (3)(0.27) = 95$ PZAS.
 DELALNET MD15 = $(147)(0.72) + (200)(0.72) + (3)(0.72) = 252$ PZAS.
 DELALNET LD15 = $(147)(0.01) + (200)(0.01) + (3)(0.01) = 3$ PZAS.

TOTAL 350 PZAS.

VERIFICACION DE MICROMEDIDORES EN CAMPO.

El número total de micromedidores verificados en campo fue de 350. Las pruebas se hicieron conectando una manguera inmediatamente después del micromedidor a un recipiente calibrado y reportando las lecturas del aparato y del recipiente, de los volúmenes que pasan por dicho micromedidor en un cierto tiempo.

Durante las verificaciones se tomaron 6 lecturas de gasto, tratando de abarcar toda la gama de gastos que da el servicio en la llave; uno de estos correspondió al gasto cero o gasto de arranque del micromedidor. En cada una de las 6 lecturas se tomaron 3 mediciones para disminuir el error cometido en la ejecución de las pruebas.

También se realizó una prueba de medición de la concentración de aire que tiene la tubería de la toma domiciliaria, con un dispositivo accionado por dos válvulas de cierre eléctrico instantáneo, mismo que fue previamente calibrado en el laboratorio. Así, el volumen de agua-aire atrapado en la probeta, entre las dos válvulas, determina la concentración de aire que está circulando a través del micromedidor.

RESULTADOS.

Con los reportes de las pruebas de verificaciones se obtuvieron los resultados de exactitud de los micromedidores, para lo cual fue necesario hacer un programa en computadora que realiza el cálculo de los errores y gastos de sub y sobremedición por sectores. En el cuadro 2 se muestran las ecuaciones y parámetros utilizados en el programa.

Para cada micromedidor verificado en campo se promediaron los datos de errores correspondientes al rango de funcionamiento en el que está trabajando el aparato; los errores de los otros rangos no se tomaron para el promedio, dado que el micromedidor rara vez funciona en ellos.

Los valores de sub y sobremedición representativos, obtenidos en las verificaciones, se infirieron hacia la población total, dando como resultado las pérdidas comerciales por mala medición domiciliaria en los diferentes sectores de la ciudad. En el plano de la figura 1 se muestran los totales de estos valores y su distribución en dichos sectores. Las concentraciones medidas durante las verificaciones también se encuentran señalados en la misma figura 1.

CUADRO 2

ECUACIONES Y PROGRAMA UTILIZADO PARA CALCULO DE SUB Y SOBRENICROMEDICIÓN.

ECUACIONES:

$$Q_{MICRO} = \frac{LF - LI}{\Delta T}$$

$$Q_{PATRÓN} = \frac{VOL}{\Delta T}$$

$$E = \left(\frac{Q_{MICRO} - Q_{PATRÓN}}{Q_{PATRÓN}} \cdot 100 \right) \quad |$$

$$N = \left(\frac{Q_{PATRÓN}}{Q_{NOMINAL} (1/3.6)} \cdot 100 \right) \quad |$$

$$\Delta Q_i = \frac{N}{100} \left[\frac{Q_{NOMINAL} (1/3.6)}{100} \right] \frac{E}{100}$$

$$\Delta Q = \frac{\sum \Delta Q_j}{n_j} ; \quad \bar{Q} = \frac{\sum \Delta Q}{n_s} ; \quad Q_s = \sum Q$$

DONDE:

Q_{MICRO} = gasto registro en el micromedidor, l/s.

$Q_{PATRÓN}$ = gasto del recipiente calibrado, l/s.

E = error en la medición para cada gasto i , %.

N = porcentaje de gasto nominal, %.

$Q_{NOMINAL}$ = Gasto nominal, m³/hr.

ΔQ_i = Gasto correspondiente al error en cada punto "i", l/s.

$\bar{\Delta Q}$ = Promedio del gasto de error, considerando solo los puntos "j" que caen en el rango de funcionamiento, l/s.

\bar{Q} = Promedio del gasto en gasto en todo un sector, l/s.

Q_s = Gasto total de un sector, l/s.

CONCLUSIONES.

- a) Al verificar en campo una muestra de 350 micromedidores, se encontró que: el 43% están en el rango inferior de funcionamiento, el 55.8% están en el normal, y 1.2% en el superior.
- b) Los sectores que registraron los mayores gastos de submedición fueron el 15, 2, 14 y 4.
- c) Los mayores gastos perdidos por submedición se ubican en los sectores 15, 2, 14, 4, 13 y 10 (ordenados de mayor a menor).
- d) El total de pérdidas por submedición en la Cd. de Guaymas, es de 12.148 l/s, y se tiene un gasto sobremedido de 6.905 l/s, por lo cual se puede decir que la pérdida neta es de 5.243 l/s.
- e) De las verificaciones en campo, se encontró que el 23.4% miden de más, 71.4% miden de menos y 5.2% miden bien. Esto significa que en toda la Cd. de Guaymas 630 piezas miden de más, 1922 miden de menos y sólo 140 miden bien, con un nivel de confianza del 95 % y un error en la estimación del 5 %..
- f) En campo se midió la concentración de aire, presente en el agua potable que circula en la red de distribución, encontrándose que las mismas varían entre 8.33% y 18.75%.

RECONOCIMIENTOS.

Se agradece al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua y al Organismo Operador del Sistema de Agua Potable de Guaymas, Son. por las facilidades para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS.

Ochoa, A.L. et al, Informe final de proyecto Detección y Control de Fugas e Impacto de Micromedición en Guaymas, Sonora. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, informe interno, Jiutepec Mor., 1990.

Des Raj, Teoría del Muestreo, Fondo de Cultura Económica de México, Primera Edición en español, México, 1980 pp. 305.

Cavalcanti, C.A. Selección, Evaluación y Dimensionamiento de Medidores Domiciliarios de Agua, Organización Panamericana de la Salud, DTIAPA, CEPIS, Lima, Perú, Ago. 1982.

ISO, Estandar Internacional 4064/3, Medidores para Agua Potable Fría, Organización para estandares, 1983.

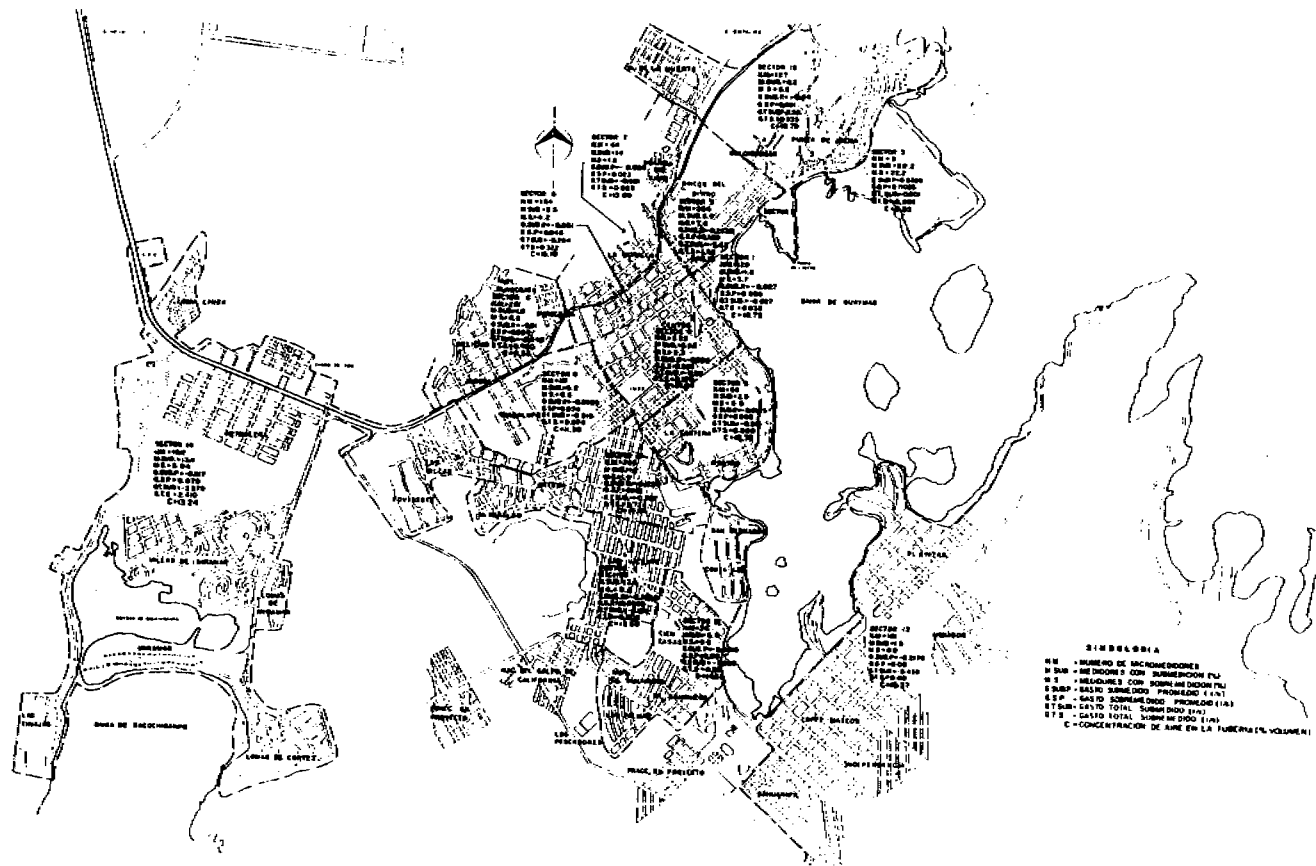


FIGURA 1. Sub y sobremedición en Guaymas, Son.

EL USO EFICIENTE DEL AGUA EN LAS CIUDADES.
AREA DOMESTICA.

Asociación Mexicana de Fabricantes de Dispositivos
Ahorradores de Agua.
Uxmal N°. 807 A. Desp. 101.
Santa Cruz Atoyac.
03310, Benito Juárez, D. F.

Juan B. Kramer Atamoros.

EL EXCESO DE CONSUMO, SU ORIGEN.

No hace mucho tiempo, el ser humano requería un máximo de 5 litros diarios para vivir y usaba una cantidad mínima no cuantificable para sus servicios. El agua se extraía de los pozos domiciliarios con una bomba de mano, o se acarrecaba desde las tomas públicas, se empleaban letrinas o fosas sépticas con un infimo consumo de agua. El aseo personal, se realizaba una vez a la semana, aún cuando no fuera indispensable, era un día de fiesta, se calentaba el agua en la cocina y en alguna habitación se instalaba una tina, no existía el cuarto de baño. Después del baño se quedaban en casa, no fueran a atrapar un resfriado o un aire cruzado.

A principios de este siglo inició el proceso, los pozos domiciliarios se contaminaron por la cercanía de las fosas y letrinas. Las enfermedades gastrointestinales no se dejaron esperar iniciando las epidemias, para controlarlas, se construyó un incipiente sistema de distribución de agua potable y se originaron las instalaciones hidráulicas domésticas.

Con la comodidad de abrir una llave y obtener suficiente líquido, para satisfacer los servicios requeridos, se incrementó la demanda en las ciudades. Lo que obligó a instalar un sistema de drenaje apropiado, para desalojar las aguas usadas. Ambas facilidades aunadas a la falta de una cultura adecuada fomentaron el despildeo del agua.

El bajo precio por metro cúbico desperdiciado, la falta de un sistema adecuado de medición y el cobro por cuota fija, han alimentado la inconciencia del usuario, proyectando la falsa imagen de que el agua potable abunda, que es muy fácil de obtener y que nunca se puede acabar. El público no tiene conciencia de sus consumos y el desperdicio aumenta la demanda global de las ciudades.

Cada persona que se avecinda en una ciudad, representa un incremento en la demanda, ya que requiere cierta cantidad de agua potable para sus servicios normales.

Es bien sabido que los asentamientos irregulares, al no estar integrados a las redes de agua y drenaje, subsisten con una cantidad mínima de agua, sin embargo claman por cubrir sus necesidades básicas con comodidad, demandando una ampliación a los diferentes servicios hidráulicos.

LOS PRINCIPALES RUBROS QUE REQUIEREN AGUA POTABLE.

Es conveniente determinar cuales son los principales rubros a los que se destina la dotación de agua potable que recibe una ciudad, para poder analizar, valorar su importancia y cuantificar la demanda de agua potable.

El orden de prelación, que marca el reglamento vigente, del Servicio de Agua y Drenaje para el Distrito Federal, es como sigue :

- 1.- Usos Domésticos y Hospitalarios.
- 2.- Servicios Públicos y Urbanos.
- 3.- Industriales y Comerciales.
- 4.- Agropecuarios y Recreativos.
- 5.- Pérdidas y Otros.

NUESTRO VALLE.

En el valle de México, a una altura de 2,240 metros sobre el nivel del mar, con una capacidad hidráulica muy amplia, pero insuficiente actualmente para abastecer a los que habitamos en él. En la actualidad sumamos alrededor de 16 millones según el último censo, contamos con un suministro promedio de 62. m³/s., 5,357 millones de litros diarios, de los cuales entre el 60 %, y el 70 %, se extrae de los mantos freáticos del mismo valle, importando de regiones lejanas el resto. Si prorratamos esta cantidad entre los habitantes del valle, le corresponden más o menos 335. litros por persona al día, en los cuales van incluidos los consumos igualmente distribuidos de los cuatro diferentes rubros señalados con anterioridad.

Cada persona obtiene solamente 195. litros para su uso personal, los 140 litros restantes deben cubrir las otras cuatro demandas.

Partir de las condiciones que marcan otras naciones para determinar los requerimientos de cada rubro, no es recomendable dado que las necesidades de cada región difieren de las que ipepan en otros lugares.

Las diferencias no estriban únicamente en la parte técnica esencial del suministro, también se infieren de las deman-

das, por los hábitos inherentes de las condiciones habitacionales, el clima de cada región, la educación, la posibilidad de proporcionar el caudal demandado y la situación geográfica de la población.

PROMEDIOS DE CONSUMO.

Para establecer los promedios de consumo de agua potable, requeridos por cada habitante en el área doméstica, tenemos que especificar el sistema de servicio que predomina en cada localidad.

- 1.- Red de distribución con conexiones domiciliarias.
- 2.- Tomas públicas.
- 3.- Distribución flexible (pipas)
- 4.- Pozos particulares.

La primera opción implica determinar la presión en la red de distribución, dilucidar si ésta permite suministrar directamente el agua, en domicilios ubicados en construcciones de 5, 10, 15, ó más niveles, sin la intervención de otros sistemas, como ocurre en algunas comarcas ó como en otras, que a flor de tierra apenas escurre para almacenarla en cisternas o tanques y precisan de un bombeo posterior, para hacerla llegar al depósito superior de la construcción ó requieren de un sistema hidroneumático para proporcionar un servicio homogéneo en todos los puntos.

La segunda, tercera y cuarta opciones, no necesitan mayor explicación, una se realiza a través del acarreo con botes y cubetas. La otra se distribuye en un transporte especializado hasta los tanques ó depósitos en el piso y la última se extrae y se eleva hasta el depósito superior mediante una bomba, estas últimas opciones hacen que el agua pierda en parte su potabilidad.

Uno de los procedimientos para determinar el consumo promedio por habitante, se antoja el más obvio, consiste en señalar el caudal total suministrado, restarle un porcentaje " X ", por fugas en la red de distribución y en las instalaciones hidráulicas y prorratear el volúmen restante entre el número de habitantes. el resultado que se obtenga será una cantidad de litros promedio por día por persona, sin embargo por este medio nunca sabremos como y donde se consume el agua que supuestamente corresponde a cada habitante y si ésta es suficiente para cubrir sus demandas.

Es muy aventurado asegurar a priori, que cien son muchos ó que quinientos son pocos litros diarios destinados al consumo doméstico por persona. Es preferible establecer una norma, en la cual fundamentar las demandas, en sistema que permita determinar los consumos domésticos, de acuerdo con el volúmen de agua potable que realmente se obtiene.

La importancia de seleccionar un dispositivo que permita obtener un confortable servicio, proporcionando un caudal suficiente para cubrir los requerimientos, pero que al mismo tiempo evite el desperdicio del agua potable, observado actualmente, es el reto que se presenta a la población.

Los promedios de consumo varían de acuerdo con el sistema de suministro que se tenga instalado.

Los diferentes sistemas quedan listados de acuerdo al orden del volumen de agua que proporcionan:

- 1.- La presión en la Red de Distribución, que abastece directamente domicilios ubicados en construcciones de hasta 50 metros de altura, 20 niveles, presenta caudales que fluctúan entre los 20 y los 50 litros por minuto, a presiones que varían entre los 1.5 y 6. Kgs./Cm². de 20 a 50 m.s.n.m.
- 2.- El sistema Hidroneumático hace que la construcción donde es instalado, tenga la misma presión y un caudal uniforme en cualquier parte de la unidad, con la ventaja de poder regular la presión, de acuerdo a los requerimientos. Los consumos van de 20 a 50 litros por minuto y las presiones de 1.5 a 6 Kgs./Cm². ó mayor.
- 3.- El suministro por gravedad que se emplea en regiones templadas y cálidas, presenta unas condiciones que actúan en forma muy diferente a las anteriores proporcionando un caudal muy distinto. Este sistema cuenta con un depósito en la parte superior de la construcción y se emplea normalmente en edificios de Interés Social de 5 niveles habitacionales con una altura de 15 a 18 metros. Los consumos y la presión son determinados por la altura del depósito, fluctuando entre los 7 y los 20 litros por minuto, con presiones que van desde los 1.2 hasta los 2. Kgs./Cm².

La presión inducida o dinámica, se produce por un sistema de bombeo ó hidroneumático y se incrementa en proporción a la obstrucción de los dispositivos que se instalen, elevándose hasta el máximo que marque la fuente generadora.

La presión estática se genera por gravedad y se determina por la altura de la columna hidráulica. Permanece estable, aún obstruyendo la instalación.

Pero existen otras causas que complican aún más, el establecer un promedio de consumo por habitante. Los contadores en cada caso particular y en el conjunto de una región, no son similares entre sí, el clima, la educación y por que no, la presunción, hacen que los consumos sean incre-

tes entre la misma población.

LAS COSTUMBRES.

En el aseo personal, habemos quienes nos duchamos una, dos, tres o mas veces al día, pero tambien los hay que lo hacen una vez a la semana, unos tardan media hora, otros solo cinco minutos. Dejar correr el agua en la regadera mientras esperan a que se caliente, ó mientras se enjabonan, dejar la llave abierta en el lavamanos durante el tiempo en que se lavan la boca, ó se razuran, no son otra cosa que actos reflejos de costumbres, todo depende de la conciencia de las personas y las facilidades con que cuenten.

Los hábitos de toda la vida son muy dificiles de erradicar, pero no es imposible, solo se requiere una buena motivación.

LAS FUGAS DOMESTICAS DE AGUA POTABLE.

Las fugas de agua domiciliarias son otro aspecto que modifica considerablemente los resultados, observemos solo como ejemplo, lo que representa el goteo de las llaves y el fluir constante en el excusado.

En forma optimista, pensemos que el 50. % de la población es cuidadosa y se preocupa por revisar periódicamente los empaques de las llaves, ponen regularmente un colorante en el tanque bajo del excusado, para verificar el funcionamiento de los herrajes y procuran no tener fugas de agua.

Continuemos siendo optimistas, supongamos que las fugas de agua, del otro 50. %, equivalgan en promedio solo a llenar con agua, dos vasos normales cada minuto, con esa pequena cantidad perdemos 720 litros al día, por cada dos domicilios. 72 litros diarios por persona, que no benefician a nadie. Esta cantidad asciende al 17. %, del caudal que recibe una ciudad. Si lo proyectamos a nivel del total suministrado a las 60 principales ciudades de la república, representa aproximadamente 23 Mts³/S.

Solo con eliminar las fugas de agua en esas ciudades, se podría satisfacer la demanda doméstica de una población cercana a los 10 millones de habitantes, otro Distrito Federal ó proporcionar agua suficiente a las siguientes diez ciudades:

Mérida, Villahermosa, Puebla, Cuernavaca, Torreon, León, Hermosillo, Culiacán, Veracruz y Mexicali.

Tenemos que encontrar un sistema que cuantifique, valore y permita cobrar lo justo, por un servicio racional de agua potable, en el cual el que la desperdicia, pague una cuota extra tan elevada, que aún a los privilegiados nos cuesta pagarla, creo que esa sería la fórmula.

Hipotéticamente me pregunto. ¿ QUE HARIA ?

Si mi tinaco se llenara una sola vez al día.

Si éste se vaciara sin haber hecho uso del agua.

Y, si esto ocurriera todos los días sin excepción.

Creo que me empezaría a preocupar por ver que está pasando, muy especialmente si veo que en la casa de mi vecino, ¡ Si tienen agua !, suficiente para bañarse diariamente, para lavar los utensilios de cocina todos los días, para lavar su ropa oportunamente, para regar sus plantas, para limpiar su coche, en pocas palabras, para cubrir sus requerimientos hidráulicos sin problemas.

Lo menos que puedo hacer es acercarme y preguntarle como hacen para que la misma dotación que tengo, les rinda y no tengan que acarrear el agua faltante, como yo.

Esos vecinos seguramente pertenecen al 50 %, que evitan las fugas y hacen un USO EFICIENTE DEL AGUA que les corresponde. Emplean dispositivos que les permiten racionalizar sus consumos sin sacrificar el confort en sus servicios.

En las instalaciones hidráulicas, han colocado unos Reductores de Flujo adecuados a las presiones que manejan, regulando sus consumos a 5 litros por minuto, sin cambiar la comodidad notablemente en los diferentes servicios. En los baños han colocado unas regaderas de bajo consumo, que les proporcionan un haz confortable y una excelente aspersión. En los lavamanos instalaron llaves economizadoras con cierre automático, con lo que evitan desperdicios involuntarios. En el tanque bajo del excusado, acondicionaron unos herrajes que opturan perfectamente y no permiten las fugas continuas. Con esos dispositivos hacen rendir al máximo la misma dotación que recibimos todos.

RESPONSABILIDADES.

Es responsabilidad de las autoridades, proveer el servicio de agua suficiente y de buena calidad para satisfacer la demanda de la población, son ellas quienes conocen la capacidad con que cuenta cada región. Por lo tanto la planeación del crecimiento poblacional de una comarca, es también facultad exclusiva del gobierno, por tener supuestamente una visión global del conjunto que representa esa localidad.

Por el otro lado, es imperante la participación de los habitantes, realizando un USO EFICIENTE Y RACIONALIZADO DEL AGUA.

Si quieren vivir en una ciudad como la nuestra, tienen que aprender a compartir los pocos recursos con que cuenta.

sin lo cual es imposible distribuir equitativamente entre la población el agua potable que demanda para cubrir sus necesidades.

CONSECUENCIAS.

Las altas concentraciones de habitantes en las ciudades provocan inestabilidad económica, falta de seguridad física y material, contaminación del ambiente y del agua, elementos básicos para la subsistencia de la vegetación, la fauna y de la misma humanidad.

SOLUCIONES.

- 1ª.- Debemos planificar las dimensiones de cada población basándonos en los recursos que le permitan una total autonomía.
- 2ª.- Crear fuentes de trabajo y satisfactores locales para evitar la emigración de los habitantes regionales.
- 3ª.- Formar una generación con una nueva cultura que contemple el respeto a los recursos naturales y que haga un USO EFICIENTE DEL AGUA Y DEL AIRE.

EVOLUCION DE LA CALIDAD DE LOS EXCUSADOS
DE BAJO CONSUMO EN MEXICO

Jorge Carlos Saavedra Shimidzu
David Cruz Rodriguez
Comisión Nacional del Agua.
Cerrada de Sánchez Azcona No. 1723-10 piso
Col. del Valle,
México, 03100, D.F.

R E S U M E N

El 13 de agosto de 1986 fue publicada la Norma Oficial Mexicana que establece la fabricación de excusados que utilicen menos de 6 litros de agua por descarga. En mayo de 1987, es declarada Norma Obligatoria. En diciembre de 1988 se ratifica su obligatoriedad. En este trabajo se analiza la información sobre la evolución de la calidad de los excusados existentes, su disponibilidad en el mercado, la aceptación o rechazo del público, la actitud de los canales de distribución y la coordinación institucional a nivel federal que ha apoyado el cumplimiento de la Norma.

Se concluye que aún no se logra la calidad deseada en todos los fabricantes y que la efectividad en el ahorro del agua, y de la aceptación del público, está en estrecha relación con la calidad del conjunto excusado-mecanismo de descarga, la que debe mejorar sustancialmente. A partir de un análisis de la estructura de producción de excusados y mecanismos de descarga, se identifican posibles líneas de acción que aceleren la obtención de su calidad total.

1. Antecedentes.

El usuario del servicio de agua potable es el agente más importante para lograr un ahorro del líquido al utilizar nuevas tecnologías y adquirir conciencia del valor real del agua. En 1975 el Plan Nacional Hidráulico identificó en algunos países europeos el uso de excusados de bajo consumo de agua que utilizaban 6 litros o menos por descarga, que ahorraban 10 o más litros de agua con respecto a los muebles sanitarios tradicionales instalados en México.

El Departamento del Distrito Federal (DDF) fomentó desde hace más de 15 años el uso de excusados ahorradores e importó y evaluó el funcionamiento de 4,000 muebles sanitarios de patente sueca, instalados en una zona residencial media y 1000 más en otros sectores de usuarios en la ciudad de México.

Desde entonces las distintas instancias del Gobierno Federal relacionadas con el uso eficiente del agua han emprendido acciones concretas para lograr que en la República Mexicana se fabriquen e instalen únicamente excusados de bajo consumo y otros dispositivos ahorradores de agua.

2. Aspectos Normativos.

Con el objetivo primordial de lograr un cambio radical en la producción y comercialización de excusados ahorradores de agua, en abril de 1986 el Gobierno Federal y los fabricantes de excusados establecieron un Convenio mediante el cual estos últimos, desarrollarían o adoptarían tecnologías para producir muebles sanitarios de 6 litros o menos por descarga a partir del 10. de julio de 1987. El Gobierno Federal asumía tareas concretas que respaldaran la adquisición de los excusados. Entre ellas destaca la formulación y publicación el 13 de agosto de 1986 de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-328/2-1986 para producir sólo muebles de 6 litros o menos por descarga.

Ya que por distintas circunstancias la fabricación de excusados no acataba la norma antes citada, el 13 de mayo de 1987 se publicó la Resolución que declaró obligatoria la norma oficial mexicana.

Debido al retraso para disponer de los muebles ahorradores de agua en calidad y cantidad adecuadas, el 8 de diciembre de 1988 se publicó la Resolución que Ratificaba la Obligatoriedad de la Norma Oficial, en la que se establece que a partir del 10. de junio de 1989 únicamente se deban producir y comercializar para el mercado nacional excusados de bajo consumo de agua.

3. Acciones y experiencias sobre la instalación de excusados.

3.1 Experiencias en la República Mexicana.

La Comisión Nacional del Agua instaló en 1987 en la ciudad de San Luis Potosí 120 excusados de bajo consumo de fabricación nacional en mercados, escuelas y otros edificios públicos. El resultado fue negativo debido a que casi la totalidad de los muebles fueron desmantelados, con lo que se concluyó que este tipo de tecnología ahorradora de agua no es la adecuada para algunos sitios públicos.

En la ciudad de La Paz, Baja California Sur desde 1988 se propuso la sustitución masiva de excusados de bajo consumo de agua por muebles tradicionales. En una primera etapa se instalaron 400 excusados de fabricación nacional de dos marcas distintas, en oficinas y edificios públicos; en el

proceso de instalación y en la evaluación del funcionamiento hidráulico se identificaron serios problemas de calidad tanto en acabados como en los sistemas de admisión y descarga de agua (herrajes). Asimismo, se tuvieron problemas en la instalación correcta de los muebles.

Con base en la experiencia anterior, en la segunda etapa realizada en 1989 se adquirieron 1000 muebles ahorradores de fabricación nacional, que el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) inspeccionó visual e hidráulicamente uno por uno, directamente en fábrica. Los resultados fueron: de una evaluación de un lote de 2,235 excusados se tuvo un alto índice de rechazo por imperfecciones en acabados en 51% de los muebles; de los 1,085 aprobados por cumplir la inspección visual, el 92% aprobó la evaluación del funcionamiento hidráulico. La instalación de estos excusados la realizó coordinadamente la Gerencia Estatal de la CNA y las autoridades de la ciudad de La Paz, Baja California Sur.

Por otro lado, con el propósito de evaluar el grado de adaptación de excusados de bajo consumo disponibles en el extranjero que pudieran utilizarse en México, se importaron diferentes muebles procedentes de Estados Unidos, Japón y Europa. El resultado general indicó que algunos excusados europeos y japoneses por sus características de diseño, no se ajustan a las instalaciones hidráulicas y sanitarias nacionales existentes, y que los muebles que cumplen la norma oficial mexicana y son adecuados a las instalaciones existentes, son los de procedencia norteamericana. Aunque sólo se probó un mueble por marca, se obtuvo conocimiento de los muebles existentes en el mercado internacional y de las características generales de funcionamiento.

Para evaluar la operación y funcionamiento en diferentes circunstancias de uso, así como para promocionar el uso de excusados ahorradores, en 1989 la CNA adquirió 800 excusados de tecnología sueca y fabricación norteamericana, que previamente se evaluaron en acabados y funcionamiento hidráulico en fábrica conforme a la Norma Oficial Mexicana. Los resultados obtenidos de la promoción de estos excusados en la ciudad de México y algunas entidades del país, indica un alto índice de aceptación por los usuarios y en general un buen funcionamiento hidráulico. Se han presentado algunos problemas de operación en un empaque de la válvula de descarga. Este problema detectado se hizo del conocimiento del fabricante para su corrección y se ha mejorado la calidad del material del empaque ya que el fabricante ha abordado directamente este problema. En el Cuadro No. 1 se presenta la relación de usuarios en donde se instalaron estos muebles.

CUADRO No. 1

PROMOCION E INSTALACION DE EXCUSADOS DE IMPORTACION			
DISTRITO FEDERAL		PROVINCIA	
Secretarías de Edo.	15	Gobernadores	7
Subsecretarios	31	Presidentes Municipales	8
Organismos Paraestatales	5	Secretarios de Gobierno	5
Oficiales Mayores	11	Funcionarios de la CNA	22
Org. Civiles, Culturales y Deportivas	28	Org. Civiles, Culturales y Deportivas	13
Centros educativos	35	Centros educativos	8
Hosp. y centros de salud	23	Hosp. y centros de salud	8
Funcionarios de CNA	38	Organismos operadores APA	18
Otros	14	Otros	16
T O T A L E S		200	105

Fuente: Gerencia de Uso Eficiente del Agua, CNA. 1991

3.2 Experiencias en el Distrito Federal.

El Departamento del Distrito Federal ha promovido diversas formas de usar menos agua en los excusados. Fomentó el uso de bolsas de plástico para reducir el volumen de descarga e impulsó el uso de dispositivos ahorradores de agua. Después de la experiencia acumulada, en 1989 puso en marcha el Programa de Uso Eficiente del Agua en el Distrito Federal (PUEDA), que en una de sus principales acciones contempla la sustitución masiva de 2 millones de excusados de bajo consumo por muebles tradicionales en la ciudad de México. El plan tiene tres etapas: iniciar con en el sector público, continuar con el sector privado y finalizar con los usuarios domésticos. Este programa se reforzó con el cambio de Reglamento de Construcción en 1988 y con el Reglamento del Servicio de Agua y Drenaje para el Distrito Federal publicado el 25 de enero de 1990, en donde se obliga al uso de excusados de bajo consumo y otros dispositivos ahorradores de agua.

El cambio de muebles se inició en mayo de 1989; al recibirse las primeras entregas de excusados por parte de los fabricantes y evaluarlos conforme a la Norma Oficial Mexicana, tuvo índices de rechazo por mal funcionamiento hasta del 80% en dos marcas de excusados. Por ello, para garantizar su eficiencia y una mayor aceptación entre los usuarios, el DDF prueba el funcionamiento hidráulico de cada excusado que instala el PUEDA. Al finalizar 1990 el índice de rechazo disminuyó a un 8% en algunas marcas. Sin embargo, aun cuando posiblemente los fabricantes hayan mejorado su calidad, también es de suponer que éstos evalúen en

fábrica y posteriormente entreguen los excusados aprobados al DDF; ante ello cabría la posibilidad de que los excusados no aprobados se envíen al comercio del interior del país.

4. Seguimiento a la comercialización.

Las acciones realizadas se orientaron principalmente al seguimiento y vigilancia de la comercialización de excusados de bajo consumo de buena calidad. Durante 1989 y 1990, la CNA realizó encuestas en comercios y distribuidores de excusados, en 103 ciudades de 30 estados, para conocer el acatamiento de la obligatoriedad de la Norma Oficial Mexicana. Se aplicó en 657 y 802 establecimientos respectivamente. Los resultados indican un paulatino incremento en el conocimiento de la Resolución de Obligatoriedad, dando lugar a una positiva tendencia para su acatamiento pasando de 67% en 1989 a 81% en 1990; durante 1989 el 28% vendía sólo excusados de alto consumo, para 1990 se redujo al 10%; los comercios que vendían sólo excusados de bajo consumo durante 1989 representaban el 23%, para 1990 se incrementó al 58%. Es de suponerse que en los establecimientos que vendían excusados tradicionales se deba a que estén comercializando sus inventarios, y no se descarta que suceda un efecto similar de los fabricantes hacia los distribuidores. En el Cuadro No. 2 se indican los principales resultados obtenidos de las encuestas.

CUADRO No. 2

SEGUIMIENTO A LA COMERCIALIZACION

ASPECTOS CONSIDERADOS	1989	1990
- Conocimiento a la obligatoriedad (%)	67	81
- Venta de alto y bajo consumo (%)	49	32
- Venta sólo alto consumo (%)	28	10
- Venta sólo bajo consumo (%)	23	58
- Distribuidores encuestados	657	802

Fuente: Gerencia de Uso Eficiente del Agua, CNA. 1991

Durante 1990 y en colaboración con el Instituto Nacional del Consumidor (INCO) se elaboraron un cartel y un folleto con el objeto de dar a conocer a los usuarios la normatividad existente sobre excusados y algunas recomendaciones para la compra y uso de dichos muebles. A principios del presente año se distribuyeron a nivel nacional en todos los establecimientos comerciales de excusados.

5. Verificación del funcionamiento hidráulico.

A partir de los resultados anteriores durante 1990 la CNA en coordinación con la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI) y con apoyo del IMTA, implantaron un programa de visitas de verificación en distribuidoras de muebles y accesorios de baño para evaluar, según marca la Norma, los excusados que están a la venta. Durante 1990 se realizaron acciones en las ciudades de Cuernavaca, Mor; Monterrey, NL; Puebla, Pue; Campeche, Camp.; Chetumal, Q.R. y Mérida, Yuc.. En total se visitaron 51 comercios, se evaluaron 372 excusados, que representan un lote de 7,364 muebles, de los que 103 o sea 28% no pasaron las pruebas ocasionando que se inmovilizaran 802 excusados; los resultados obtenidos en cada ciudad se muestran en el Cuadro No. 3.

CUADRO No. 3

VERIFICACION DE FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

(Verificación en distribuidores en coordinación con SECOFI)

CIUDAD	DISTRIBUIDORES	TAMAÑO LOTE	E X C U S A D O S		
			EVALUADOS	RECHAZADOS	INMOV.
Cuernavaca	2	301	15	7	88
Monterrey	15	3571	95	19	324
Campeche	5	85	19	7	29
Mérida	12	1333	80	36	36
Puebla	6	1390	100	32	323
Chetumal	11	684	63	2	2
TOTALES	51	7364	372	103	802

Fuente: Gerencia de Uso Eficiente del Agua, CNA. 1991

También, en ese mismo año en coordinación con 10 Gerencias Estatales de la CNA se adquirieron excusados de distintas marcas y modelos para su evaluación; los resultados obtenidos indicaron que cerca del 30% no pasaron las pruebas de funcionamiento y que se venden excusados que consumen más de 6 litros por descarga como si fueran de bajo consumo.

6. Sistemas de admisión y descarga de agua de los excusados (herrajes).

Las fugas más frecuentes en los excusados son debidas al mal funcionamiento de las válvulas de entrada y salida de los tanques de excusados.

Existen en el mercado una gran variedad de herrajes para cierre y descarga de agua de los excusados; no obstante que existen normas, puede decirse que no hay en el mercado nacional herrajes de calidad. Actualmente se realizan distintas acciones en Comités de Normalización de herrajes con la participación del sector oficial, de fabricantes y usuarios con el objeto de formular normas que promuevan la fabricación de herrajes de calidad. Por lo anterior en el foro de este Seminario Internacional de Uso Eficiente del Agua en el marco del Concurso Nacional sobre sistemas de acceso y descarga de agua de los excusados se tiene como objetivo identificar y evaluar distintos herrajes de tal forma que se cuente con insumos de calidad que garanticen la hermeticidad de los excusados.

7. Conclusiones

1. Para que un programa de sustitución de excusados sea efectivo en el ahorro de agua no basta que exista una normatividad obligatoria y rigurosa, se requiere de una participación decidida y el compromiso de fabricantes, autoridades y usuarios.
2. La industria de fabricación de excusados tiene una buena parte de su proceso del tipo artesanal, lo que dificulta el desarrollo tecnológico para producir excusados de calidad controlada, sin embargo la experiencia señala que muchas industrias han logrado un control de calidad adecuado.
3. El Gobierno Federal, además de formular y acatar las normas y su obligatoriedad, implanta programas de sustitución masiva de excusados, de promoción en tomadores de decisión y evalúa el desempeño de los muebles y la aceptación de los usuarios. Esto ha incidido en una mejoría de su calidad.
4. El ahorro de agua será efectivo conforme se ofrezcan excusados de calidad, tomando en cuenta el sistema de admisión y descarga (herraje). Poco sirve un buen excusado, hidráulicamente bien desarrollado, sin un mecanismo que garantice la hermeticidad.

ALTERNATIVAS DE AHORRO DE AGUA EN EXCUSADOS
DE ALTO CONSUMO

Petronilo Cortez Mejía
Aurelio García Beltrán
Fernando Cadena Carreón

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac No. 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Mor.
C.P. 62550. México.

RESUMEN

Se presentan en este trabajo, los resultados de las pruebas de funcionamiento hidráulico de dos dispositivos que instalados en excusados de alto consumo disminuyen en cierto grado su descarga, de acuerdo con el modelo de excusado utilizado, sin afectar su capacidad de eliminación de deshechos. Las pruebas se basaron en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-328/2-1986-"INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION-MUEBLES SANITARIOS DE LOZA VITRIFICADA-INODOROS DE BAJO CONSUMO.

INTRODUCCION

A partir de 1989, en México se producen y comercializan obligatoriamente excusados de 6 l por descarga. Permiten el ahorro de agua en las instalaciones sanitarias construidas despues de tal obligatoriedad. Esto significa que la inmensa mayoría de los excusados que se tienen en comercios, industrias, edificios públicos y principalmente en los hogares, son de alto consumo (15 l por descarga en promedio), los cuales, aunque se tiene la opción de sustituirlos, económica y financieramente no es sencillo. Por tanto, una alternativa viable de ahorro de agua a nivel domiciliario, se tiene en el uso de dispositivos simples y económicos, que complementados a estos excusados disminuyan al máximo su descarga sin afectar su buen funcionamiento en la eliminación de desperdicios.

Antes de que se empezaran a fabricar en el país excusados de 6 l, en algunas ciudades se promovió la colocación de bolsas de agua en los tanques de los excusados instalados con el fin de que disminuyese el volumen de descarga, lo cual efectivamente sucedió, pero sin que se lograra el desalojo eficiente de deshechos debido al diseño propio de las tazas. Se ha observado también que en algunos casos los excusados de alto consumo tienen un volumen de descarga nominal (nivel indicado en el tanque bajo) mayor que el requerido (volumen óptimo de descarga) para satisfacer la norma antes mencionada. Ello implica que cualquier disminución en la descarga, mayor a la que permite el volumen ótimo, debe verse acompañada de alguna modificación o complementación en la taza.

DESARROLLO

En el Laboratorio de Uso Eficiente, del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua IMTA, se han evaluado a la fecha dos dispositivos diferentes para tazas, el primero consiste en una extensión plástica del sifón de la taza, ver fig. 1, que el fabricante denominó "Supersifón".

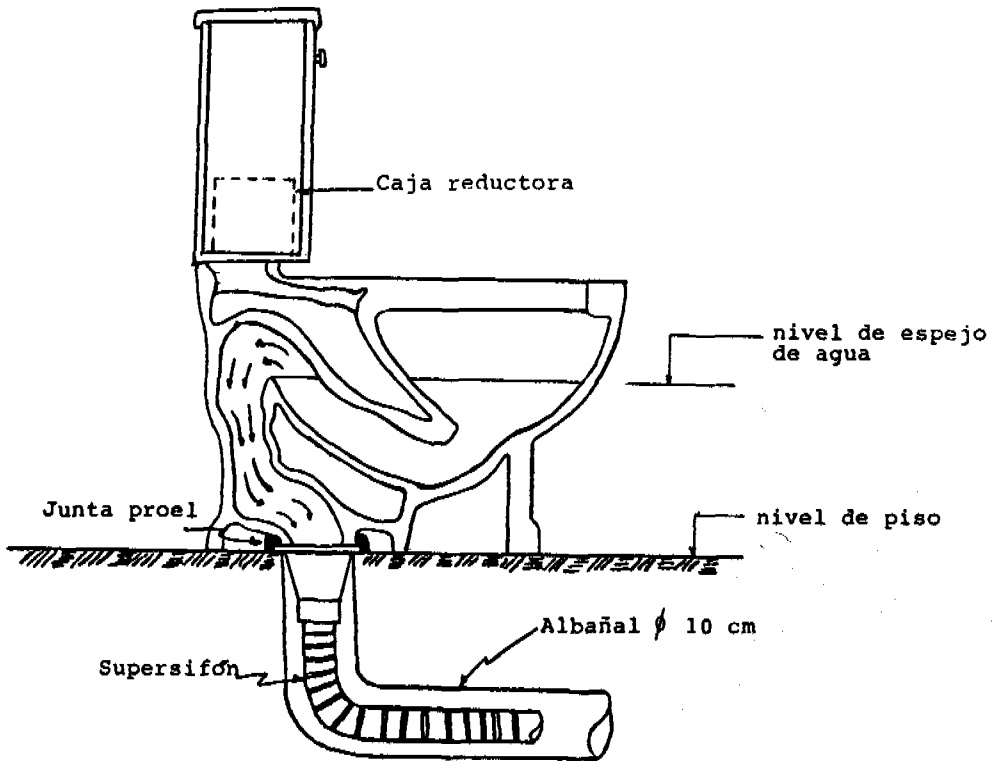
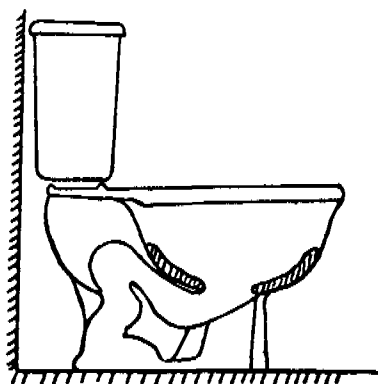
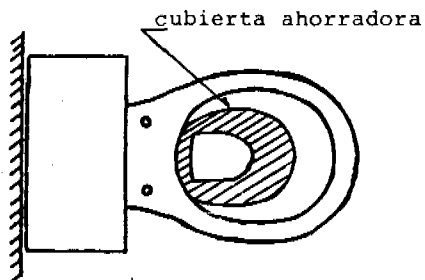


FIG. 1 EXCUSADO CON SUPERSIFON INTEGRADO

El segundo, parte de la idea de un prototipo al que su creador llamó "Agua falsa", ya que se coloca en el interior de la taza para ocupar parte de su sello hidráulico. Este prototipo no se evaluó por que cuando fué presentado al IMTA, el laboratorio estaba en proceso de construcción. Sin embargo, ahora se ha probado un dispositivo construido en el laboratorio que tiene la misma idea que el "Agua Falsa", y que se le denominó "Cubierta Ahorradora", ya que precisamente viene a cubrir la mayor parte de la superficie interior de la taza, ver fig. 2.



Vista Lateral



Vista Superior

Fig. 2 EXCUSADO CON CUBIERTA AHORRADORA

Es necesario aclarar que la finalidad única de dar a conocer esta información es la de impulsar el uso eficiente del agua, sin la intención de hacer publicidad o demeritar estos dispositivos.

Los dos dispositivos mencionados (Supersifón y Cubierta Ahorradora) se probaron con base en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-328/2-1986, ejecutando solo las pruebas de arrastre indicadas en la misma, y que son:

- a) Prueba de desalojo de 10 esponjas de 2x2x6 cm, y una densidad de 17 Kg/m3.
- b) Prueba de eliminación de 6 esponjas de 2x2x7 cm, con igual densidad, y 5 bolas de papel sanitario de 3.5 a 4.5 cm de diámetro.

Los resultados del Supersifón para 3 excusados diferentes son los siguientes:

VOLUMENES DE DESCARGA CON LOS CUALES LOS EXCUSADOS PASAN LAS PRUEBAS CON Y SIN SUPERSIFON

EXCUSADO	SIN SUPERSIFON	CON SUPERSIFON	DIFERENCIA	AHORRO (%)
IDEAL STANDARD LIDER	15.8	9.5	6.3	39.8
IDEAL STANDARD ZAFIRO	19	12.5	6.5	34.2
STANDARD	15	13	2.0	13.3

* Las pruebas sin Supersifón son con el volumen óptimo de descarga

* El fabricante incluye en el paquete del Supersifón una caja plástica que se coloca en el tanque y que tiene como finalidad la de disminuir la descarga, sin perder tirante.

La "Cubierta Ahorradora", se evaluó solamente en un excusado. Se fabricó directamente sobre el modelo en el cual se probó, a base de hule espuma que viene en forma de spray, y se recubrió con silicón. Con la intención de obtener mayor eficiencia, la "Cubierta Ahorradora" se probó conjuntamente con el "Supersifón", y el resultado fué el siguiente:

VOLUMENES DE DESCARGA CON LOS CUALES EL EXCUSADO SUPERA LAS PRUEBAS NORMALMENTE, Y CON LOS DISPOSITIVOS.

EXCUSADO	NORMALMENTE (1)	CON SUPERSIFON Y CUBIERTA AHORRADORA (1)	DIFERENCIA (1)	AHORRO (%)
STANDARD	15	9.0	6.0	40.0

Analizando los resultados de ambos dispositivos, puede observarse que:

- a) Las posibilidades de reducción de los consumos con ellos, depende fundamentalmente del modelo de excusado en el cual se utilice.
- b) EL "Supersifón" combinado con la "Cubierta Ahorradora", logra mucho mejores resultados, en el caso del excusado STANDARD.

Las pruebas son solo de funcionamiento hidráulico de excusados, lo cual obliga a tomar estos resultados con reserva. Lo que si se puede asegurar, es que promete mucho la continuación de investigaciones complementarias al respecto, con el fin de lograr:

- a) Mayor eficiencia en la reducción de las descargas.
- b) Costos menores de fabricación y distribución.
- c) Mayor simpleza en su instalación.
- d) Durabilidad.
- e) Que no obstruyan los albañales.
- f) Facilidad en su limpieza.
- g) Compatibilidad con los diferentes modelos de excusados.
- h) Aceptación del público.

REFERENCIAS

Norma Oficial Mexicana NOM-C-328/2-1986-Industria de la Construcción- Muebles Sanitarios de Loza Vitrificada- Inodoros de Bajo Consumo de Agua. Secretaría de Comercio y Fomento Industrial.

García Beltrán y Cortéz Mejía. Evaluación del Funcionamiento Hidráulico de Supersifones en excusados de alto consumo. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, marzo de 1991.

Cuellar-Echávez. Tecnología - Dispositivos de Ahorro de Agua. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería - UNAM, 1981.

EVALUACION DE REGADERAS DE BAJO CONSUMO

AUTOR: ING. IGNACIO A. CALDIÑO VILLAGOMEZ

Para lograr un uso eficiente del agua, es de gran importancia la disminución del consumo domiciliario sin que se vean afectadas las funciones de los muebles hidrosanitarios.

En el caso de los excusados se ha avanzado al limitar su fabricación a muebles que utilizan 6 litros por descarga como máximo.

Después de los excusados, son las regaderas las que utilizan el mayor porcentaje del consumo domiciliario (con un gasto del orden de 20 a 40 l/min), por lo que resulta necesario reducir su consumo.

Para el Distrito Federal, se ha reglamentado el gasto máximo a 10 l/min, ya sea debido al diseño de la regadera o a la adición de algún dispositivo reductor.

Como una consecuencia de lo antes expuesto, han surgido en el mercado, regaderas nacionales y de importación que operan con menos de 10 l/min (de bajo consumo).

En este contexto, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, IMTA, ha evaluado el comportamiento de diferentes regaderas de bajo consumo, de acuerdo con criterios establecidos por la DGCOH y por el propio IMTA para conocer su comportamiento en lo referente a consumo y comodidad del usuario. En este estudio, se describe la metodología empleada para la evaluación de las regaderas, los resultados de algunas evaluaciones así como las conclusiones y recomendaciones correspondientes.

1. ANTECEDENTES

El uso corporal mediante el uso de regaderas convencionales que consumen más de 20 l/min, utiliza aproximadamente el 30% de la dotación (ret.) por lo que su reducción significa un ahorro considerable de agua potable.

Las acciones de uso eficiente por parte de algunas instituciones del país, como la Dirección General de Construcción y Operación y Mantenimiento del DDF con su programa de Uso Eficiente del Agua y el Programa de Cultura del Agua de Montevideo. Asimismo incluyen la promoción de regaderas de bajo consumo, es decir, aquellas que operan con menos de 10 l/min.

Es de gran importancia el hecho de que se haya reglamentado para el D.F. el gasto máximo de las regaderas, a 10 l/min.

Por esta parte, existen ya en el mercado nacional, regaderas que consumen menos de 10 l/min, algunas con presiones operativas de menor caudal.

Además de su consumo, es la característica más importante, las regaderas también deben proporcionar las condiciones de operación de la limpieza y comodidad al usuario.

En el contexto de la atención y coordinación con el Consorcio Nacional del Agua, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, se ha realizado una evaluación de algunas regaderas que de acuerdo con la promoción de los fabricantes son de bajo consumo.

2. OBJETIVO

El presente informe tiene como finalidad evaluar regaderas de bajo consumo de acuerdo con los procedimientos establecidos por la DGCOH y el IMTA, en relación con una regadera convencional.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS PRODUCTOS

Las regaderas de bajo consumo se agruparon a las siguientes categorías:

20976
AMERICA SPA 2000
VALVULAS GARCIA
AGUA SAVE
URREA

Las regaderas 1 y 2 son de procedencia extranjera, la no. 5 pertenece a las convencionales y se evaluó como referencia para las demás.

A excepción de la regadera 2 que es de material plástico las demás están terminadas en cromo, el tamaño de las núm. 1, 3 y 4 difiere notablemente del de las regaderas convencionales. En las referencias 3, 4 y 5, se proporcionan mayores detalles de su geometría.

4. EVALUACION DEL FUNCIONAMIENTO

Las pruebas que se aplicaron a las regaderas mencionadas son las siguientes: Presión-Gasto, Area Mojada y Distribución del Volumen descargado, el procedimiento se describe a continuación.

4.1 Presión-Gasto.

Su finalidad es conocer los gastos de las regaderas a diferentes presiones. El rango de prueba considera las cargas disponibles en las casas y los edificios, en las primeras son del orden de 0.2 Kg/cm² y en los segundos, de 3 kg/2cm² o menores, al igual que cuando se emplean equipos hidroneumáticos. Para medir la presión, se utilizó un manómetro de precisión tipo Bourdon.

Los volúmenes se midieron con una jarra de plástico y probetas graduadas.

El gasto Q se calculó como $Q = V/t$ donde V = volumen captado en ml, y t = tiempo.

La prueba se efectuó para presiones de 0.2 a 3.0 kg/cm² con incrementos de 0.2 kg/cm².

4.2 Area-Mojada.

Su objetivo es determinar el área de la superficie regada para diferentes alturas y presiones.

El área que se forma al intersectar un plano horizontal con la lluvia producida por la regadera se denomina área mojada.

Para la ejecución de la prueba se utilizó una malla de mosquitero sobre la cual se esparció aserrín, un recipiente de 20 l y un flexómetro.

Se colocaba el recipiente para captar el agua descargada mientras se estabilizaba la presión requerida (0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 Kg/cm²). Una vez que esto se lograba, se retiraba la cubeta y se permitía que la descarga marcara sobre el aserrín el área mojada; nuevamente se colocaba el recipiente y se cerraban las llaves. Finalmente se medían las distancias necesarias para calcular el área. La prueba se efectuó para las alturas de 1.30 y 1.60 m. considerando la altura media de los hombros de un individuo (1.45 m).

4.3 Distribución del volumen descargado

Su finalidad es conocer la distribución del volumen descargado dentro del área mojada. Para su ejecución se utilizaron recipientes de sección de captación circular colocados sobre una placa de acrílico de acuerdo con un sistema coordenado.

Mientras se estabilizaba la presión, se procedió de la misma forma que para la prueba del área mojada y se midió el tiempo hasta antes de que derramara el vaso con mayor volumen captado.

El volumen se midió utilizando probetas graduadas.

5. ANALISIS DE RESULTADOS

5.1 Presión-Gasto.

En la tabla 1 se muestra una comparación de los gastos medidos para diferentes presiones. Se observa que es la regadera SPA-2000 la de menor consumo seguida por la NOVA, ambas no rebasan los 10 l/min en el rango de presión de prueba y como se esperaba, la Caribe 295-B es la de mayor gasto; para presiones menores de 0.4 kg/cm² ninguna regadera rebasa los 10 l/min.

Las regaderas García 2 y Agua Save mod. 50, trabajan con gastos inferiores a 10 l/min para presiones menores de 1.2 kg/cm² y presentan un comportamiento similar siendo la García 2 la de menor consumo.

Area mojada

Se midieron sus diámetros para presiones de 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 kg/cm² y con alturas de 1.30 y 1.60 m. En las tablas 2 y 3 se observan los datos obtenidos de las pruebas.

Considerando que el ancho de los hombros de un individuo a una altura media de 1.45 m es de 40 cm (ref.6), para presiones mayores de 2 kg/cm² sólo la regadera CARIBE 295-B proporciona el diámetro de área mojada necesario para cubrirlos, sin embargo cumple esta condición con presiones mayores de 2 g/cm² y con gastos altos (mayores de 10 l/min); de las demás regaderas, los diámetros medios de área mojada no llegan a los 40 cm aún para la altura de 1.30 m con respecto al piso, y es la García 2 la de mayor diámetro. La SPA 2000 presenta zonas interiores sin mojar lo cual es una característica no deseable.

5.3 Distribución del Volumen Descargado

En las referencias 3,4 y 5 se presentan los datos obtenidos de la ejecución de esta prueba.

Lo deseable en el comportamiento de las regaderas, es una distribución lo más uniforme posible, es decir, que las diferencias de los volúmenes captados en los recipientes sea mínima. Esto no sucede con las regaderas probadas pues el mayor porcentaje de la desgarga se capta en pocos recipientes o en el caso extremo, como es el de la regadera Agua Save 2001 modelo 50, en uno solo. Debe señalarse, que el diámetro de los recipientes de captación es de 9.4 cm.

6. CONCLUSIONES

Como se observa de los datos obtenidos de la ejecución de las pruebas, las regaderas de bajo consumo utilizan gastos menores de 10 l/min en un rango amplio de operación. Las regaderas SPA-2000 y NOVA B6407 no rebasan los 10 l/min en todo el rango de presión de prueba; la García 2 y la Agua Save 2001 con presiones menores de 1.2 kg/cm² consumen menos de ese gasto.

Ninguna regadera de bajo consumo satisface las condiciones de diámetro de área mojada y de uniformidad requeridas para el confort del usuario por lo que es necesario se de atención a este aspecto por parte de los fabricantes.

Resulta necesario, se defina la presión y/o el gasto para los cuales se debe proporcionar el diámetro de área mojada máximo (40 cm).

Conviene que se efectúen por parte de instituciones no lucrativas relacionadas con el uso eficiente del agua, la investigación y los estudios encaminados a contar con una regadera patrón que pueda servir de referencia para la fabricación de diferentes modelos.

Es importante se disponga de normas que comprendan los aspectos hidráulicos y de confort pues hasta ahora solo se ha reglamentado el gasto, sin embargo, esta restricción apareció también en el reglamento de construcciones del DDF publicado en el Diario Oficial del 3 de julio de 1987 y su cumplimiento no se ha seguido. De ahí, que deben crearse los mecanismos que permitan llevarlo a cabo.

REFERENCIAS

- Water Conservation: Council Notes, University of Illinois at Urbana. Champaign Small Homes Council-Building Research Council.
- Reglamento del servicio de Agua y Drenaje para el Distrito Federal. Diario Oficial del 23 de enero de 1990.
- Evaluación del Funcionamiento de Regaderas Marca Nova, Modelos B6401, B6401 y B6407. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Marzo de 1990.
- Evaluación de las Regaderas America SPA-2000, García 2 y Caribe 295-B, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Marzo de 1990.
- Evaluación del funcionamiento de la regadera Agua Save 2001 Modelo 50, Mayo de 1990.
- Ejecución de Estudios Experimentales para elaborar Cartas de Control de Calidad de Muebles Sanitarios y Accesorios su Aplicación a Programas Específicos de Control de Calidad de los Existentes en el Mercado y enfoque al Diseño de otros Muebles y Accesorios Domésticos de Baño Consumo. Elaborado por Sottec Ingenieros, para la DGCOH. Diciembre de 1988.

GASTOS DE LOS DIFERENTES REGADERAS EVALUADAS
(en l/min)

PRESION kg/cm ²	NOVA E6407	SPA 2000 324	GARCIA 2	AGUA SAVE 50	URREA CARIBE 295-8
0.2	2.37	2.18	3.89	5.07	7.59
0.4	3.00	2.99	5.05	5.83	9.71
0.6	3.75	3.61	6.38	7.23	12.18
0.8	4.28	4.53	7.94	8.59	14.23
1.0	4.79	4.77	8.58	9.60	15.74
1.2	5.29	5.27	9.59	10.57	17.44
1.4	5.71	5.66	10.29	11.56	18.85
1.6	6.02	5.73	11.13	12.47	20.17
1.8	6.43	5.70	11.75	13.37	21.52
2.0	6.81	6.14	12.28	14.00	22.89
2.2	7.14	6.72	13.39	14.77	23.67
2.4	7.41	6.45	13.89	15.99	24.73
2.6	7.76	6.79	14.31	16.09	26.15
2.8	8.03	7.35	14.95	16.93	26.93
3.0	8.23	7.40	15.57	17.51	27.51

COMPARACION DE DIAMETRO DE AREA MOJADA DE LAS REGADERAS
PROBADAS

ALTURA PROMEDIO DE: 1.15

FRESTON kg/cm ²	NOVA E6401	AMERICA SPA 2000	GARCIA 2	AGUA SAVE MOD-50	CARIBE 295-8
0.2	21.0	17.0	22.0	21.5	22.0
0.5	21.8	20.5	25.0	23.0	26.3
1.0	22.0	22.5	27.0	26.5	32.8
1.5	22.5	25.7	30.0	27.0	33.8
2.0	23.3	25.5	29.5	28.0	37.8
2.5	24.5	25.0	27.5	28.8	43.3
3.0	25.3	25.3	28.5	29.0	45.0

EVALUACION DE APARATOS SANITARIOS DE BAJO CONSUMO

Oziel Chapa Martínez, Daniel Salas Limón; Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, Apartado Postal No. 17, San Nicolás de los Garza, N.L.

RESUMEN

Se presentan los resultados de un estudio de campo, efectuado en una colonia ubicada en la zona metropolitana de la ciudad de Monterrey evaluando el funcionamiento, aceptación, reducción en el consumo y afectación en los sistemas de drenaje al usar dispositivos y muebles sanitarios que ahorran agua. Además este estudio permitió obtener el porcentaje de agua que se consume por los muebles sanitarios, por habitante y la variación del consumo con las estaciones.

Adicionalmente, este análisis permitió identificar la reacción de los resultados ante los dispositivos de ahorro instalados, establecer otras medidas para obtener mayor éxito en la ahorro de agua y el planteo de algunas recomendaciones de estas y otras medidas.

INTRODUCCION

En el área metropolitana de Monterrey, por su crecimiento poblacional y sus características climatológicas se ha dificultado suministrar los requerimientos de agua potable principalmente para uso doméstico. Una medida de solución es el uso eficiente del agua a nivel domiciliario la cual es parte de este proyecto. Se considera que los mayores índices de consumo ocurren dentro de los domicilios debido a falta de concientización, despilfarro, inadecuado mantenimiento de accesorios y de la red interna y por el uso de aparatos de alto consumo. Los mayores consumos a nivel domiciliario se presentan dentro del baño y en él se tienen los mayores en el inodoro (25-40%) y en la regadera (20-30%, sumando ambos los valores oscilan entre el 45 y el 70% (tabla 1). Por otra parte, en el año de 1986 el Gobierno Federal firmó un convenio con los fabricantes de inodoros para que produjeran aparatos de bajo consumo. Por lo que han aparecido en el mercado nuevos modelos de aparatos sanitarios que consumen menos agua y accesorios que los aparatos convencionales.

OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo general es promover el uso de dispositivos ahorradores de agua como una alternativa para mejorar o mantener el servicio de suministrar que se proporciona al usuario.

Dentro de los objetivos específicos se pueden mencionar los siguientes: 1) Evaluar la aceptación o rechazo de los dispositivos de bajo consumo. 2) Evaluar el ahorro de agua por el uso de estos dispositivos. 3) Evaluar la probable aceptación en la operación y mantenimiento del sistema de drenaje sanitario, al usar los dispositivos ahorradores. 4) Determinar la variación en el consumo por efectos estacionales para el periodo analizado. 5) Determinar el porcentaje de agua que consume el inodoro con respecto al total, con y sin el uso de los dispositivos ahorradores. 6) Determinar la dotación y su variación con y sin el uso de los dispositivos así como el día de la semana con mayor consumo.

IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

La conveniencia de utilizar racional y eficazmente los escasos recursos hidráulicos disponibles para una población, redundan en términos generales en: a) Mejorar el servicio que se presta a los usuarios y/o servir a mayor número con la misma capacidad del sistema. b) Disminuir los volúmenes de agua residual a manejar dando una reducción en las dimensiones tanto de los sistemas de drenaje como del tratamiento requerido. c) Disminuir el consumo de la energía eléctrica requerida en los sistemas de bombeo para la conducción, distribución, potabilización y su posterior tratamiento.

Las principales ventajas para el usuario al ahorrar agua en sus domicilios son a) Ahorro al pagar su recibo por el servicio de agua y drenaje. b) Ahorro al pagar su recibo de consumo del gas utilizado por boiler, cocina y lavandería. c) Ahorro al pagar su recibo de consumo de la energía eléctrica utilizada en los hogares que cuenten con sistema hidroneumático o de cisterna-tinaco.

MEDIDAS Y CONDICIONES PARA EL AHORRO

Las principales medidas que se pueden tomar para lograr un uso más racional del agua son: a) Adecuar las tarifas para incentivar el ahorro del agua. b) Limitar el uso del agua en riego de jardines, campos deportivos y calles, lavado de coches, llenado de albercas, etc. c) Promover la siembra de plantas de jardín resistentes a la sequía. d) Insistir en el programa de detección y corrección de fugas. e) Incrementar la campaña del uso eficiente del agua entre la población. f) Prohibición del uso de aparatos domésticos de alto consumo de agua, reglamentar el uso de aparatos de bajo consumo a nivel domiciliario. g) Incentivar el reuso del agua tanto a nivel domiciliario, industrial, agrícola y comercial. h) Continuar con la política de restricciones en el suministro de agua a la red de distribución. i) Reglamentar el uso del agua no potable para riego de jardines públicos. j) Mantener estas medidas tanto en época de bajas disponibilidades como en situaciones normales.

DESCRIPCION DE BAJO CONSUMO

Los dispositivos para el ahorro de agua utilizados en este estudio fueron los siguientes:

a) Inodoro IFO-CASCADA de fabricación sueca de 6 litros. b) Represa que modifica el depósito del inodoro convencional. c) Reductor para regadera.

CARACTERISTICAS DE LOS DISPOSITIVOS INSTALADOS

a) Inodoro IFO-CASCADA. Inodoro fabricado en Suecia que emplea 6 litros por descarga donde se mejoró el diseño de la forma del ducto de desagüe, la entrada del agua a la taza, la geometría del sifón y el tipo de herrajes que emplea (fig. 1).

b) Consiste en dos placas de acero recubiertas de plástico que se acomodan manualmente en el interior del tanque del inodoro. Este dispositivo ahorra aproximadamente un 40 de agua y su posición debe ser tal que se produzca la acción del sifón del aparato (fig. 2).

c) Reductor de regadera. Aditamento que se instala antes de la regadera y consiste en un casquillo cuyo interior tiene un obturador regulado por un resorte donde al aumentar la presión acciona el resorte originado que se cierra parcialmente el orificio de descarga (fig. 3).

CARACTERISTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

a) Representativo de las condiciones de presión y restricción del servicio de abastecimiento. b) Drenaje sanitario con pendiente mínima. c) Estrato socioeconómico uniforme (meio-bajo). d) Alto porcentaje de ocupación de los lotes. e) Buena disposición de los usuarios.

ETAPAS DEL ESTUDIO

1) PRIMERA ETAPA. Esta consistió en un estudio preliminar con duración de tres meses, con las siguientes actividades:

a) Detección de fugas tanto visibles como no visibles. b) Instalación de medidores nuevos (total = 204 medidores). c) Aplicación de una encuesta preliminar. Esta proporciona las características de las instalaciones hidráulicas y físicas de los domicilios, número de personas, costumbres respecto al uso y manejo del agua y disposición para participar en el estudio. d) Consumos previos a la instalación de los aparatos ahorradores. Se estuvieron tomando lecturas en los medidores nuevos instalados durante tres meses antes de iniciar el estudio. e) Selección de los domicilios para instalar los aparatos ahorradores.

Basados en la encuesta preliminar, se seleccionaron los domicilios para instalar los aparatos ahorradores, formándose cuatro grupos del total de los domicilios.

En el primer grupo se instalaron los inodoros IFO-CASCADA de seis litros y el reductor en regadera (17 unidades). En el segundo grupo se instalaron las represas en el depósito de los inodoros

convencionales y reductor en regadera, 13 unidades. En el tercer grupo no se instaló ningún dispositivo y en el grupo final se instalaron sólo reductores en regadera (2 unidades).

2) SEGUNDA ETAPA. Esta etapa tubo una duración de 4 meses durante los meses de Agosto a Noviembre donde se realizaron las siguientes actividades:

a) Limpieza del drenaje. Con el fin de detectar el estado de asolvamiento del drenaje con cámara de televisión. b) Instalación de los dispositivos ahorradores y medidores de consumo en inodoros. Al mismo tiempo que se realizaba la limpieza del drenaje se instalaron los dispositivos ahorradores y los medidores de consumo para el inodoro (segundo grupo). c) Consumos totales y del inodoro. Con el personal universitario y con ayuda de los usuarios (para el medidor del inodoro) se tomaron lecturas de los meses Agosto a Noviembre y de lunes a viernes. Los cuatro grupos mencionados anteriormente cuentan con la siguiente distribución.

- 17 casas con inodoro de 6 litros, reductor en regadera y medidor en inodoro.
- 13 casas con represas en inodoro convencional, reductor en regadera y medidor en inodoro.
- 2 casas con sólo reductor en regadera y medidor en inodoro.
- 172 casas sin cambio en los aparatos, pero instalando en 13 de ellos medidor en el inodoro.

RESULTADOS

ENCUESTA PRELIMINAR. A partir de la aplicación de la encuesta preliminar se obtuvieron los siguientes resultados:

- a) Número de personas por casa (fig. 6).
- b) Casas con tinaco (26%).
- c) Casas con dos inodoros (20%).
- d) Días en que se lava la ropa (fig. 7).
- e) Problemas de agua en la colonia (Foca presión y escasez).

ENCUESTA APLICADA AL FINAL DE LAS OBSERVACIONES

Después de evaluar los dispositivos de ahorro de agua que fueron instalados durante el periodo Agosto-Noviembre (1988), se encontraron las siguientes observaciones:

a) El total de los encuestados consideraron adecuado el funcionamiento de la regadera y del nuevo inodoro. b) El total de los encuestados contestaron que es higiénico el funcionamiento del nuevo inodoro. c) El 36% de los encuestados tienen que descargar el tanque del inodoro más de una vez para que la taza quede limpia y han percibido malos olores. d) El 60% de los encuestados mencionaron que la mampara instalada no funcionó adecuadamente y el 50% de ellos se vio obligada a quitarla.

AHORRO POR EL USO DE LOS DISPOSITIVOS INSTALADOS

a) En los domicilios donde se cambió el inodoro convencional por el inodoro IFO-CASCADA de 6 litros y se instaló reductor en la regadera, el ahorro encontrado fue del 24% al 32%, en la obtención de estos porcentajes el consumo fue ajustado por el efecto de la variación estacional de los mismos.

b) Para los domicilios donde se instaló represa en el inodoro convencional y reductor en la regadera, en el análisis del ahorro se notó un consumo mayor del esperado esto considerando el ajuste por variación estacional sin considerar este ajuste se obtuvo un ahorro promedio por casa del 4%.

c) En los domicilios que aceptaron que se les instalara sólo regadera, utilizando el criterio de ajuste de los consumos de variación estacional se obtuvo un ahorro del 4.5% y sin el ajuste

se presentó un ahorro del 8.7%, estos porcentajes mencionados anteriormente son del 50% de la mitad de las casas, el resto, considerando el ajuste, presentó un consumo mayor del 5.9% y sin ajuste los consumos fueron prácticamente iguales.

VARIACION DE LOS CONSUMOS

En la figura 8 se muestra la comparación de consumos medios mensuales de los grupos de domicilios con instalación de los distintos dispositivos de ahorro contra los consumos medios del grupo de domicilios sin dispositivos, incluyendo tanto el periodo previo como el posterior a la instalación de los mismos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Con ayuda de las encuestas aplicadas al final del estudio se determinó una aceptación del 100% de los usuarios donde se les instaló el inodoro de 6 litros y reductor en regadera sin presentarse dificultades de ningún tipo.

- Se presentó un alto grado de rechazo (63%) en los domicilios donde se instalaron represas en los inodoros convencionales.

- En cuanto al porcentaje de consumo en el inodoro respecto a total de la vivienda se encontró que fue de un 23.5% para los domicilios sin dispositivos de ahorro; un 13% en los domicilios usando inodoro de 6 litros y reductor en regadera y un 23% siendo esta combinación de dispositivos la única que presenta ahorro en el consumo. En las otras dos combinaciones restantes ninguna reducción apreciable en el consumo.

- La razón por lo cual no se presentaron ahorros en donde se usaron represas en el inodoro se debe a la deficiente instalación, inspección, mantenimiento y operación del dispositivo.

- Se recomienda continuar con los dispositivos de ahorro ya sean los presentados en este estudio u otros tipos como bolsas de agua en el depósito del inodoro convencional, contrapeso en la válvula de descarga de este mismo, otros tipos de regaderas economizadoras, llaves en lavado y fregadero que reduzca el consumo, etc. Además continuar con este tipo de estudios en otros sectores de diferente nivel socio-económico.

En la figura 9 se presentan los consumos medios por persona en los periodos previo y posterior a la instalación de los dispositivos del inodoro presentándose una reducción en el consumo de hasta un 24%.

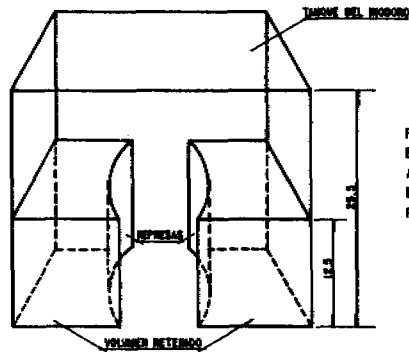


FIG. No. 2 ESQUEMA DE REPRESA "RETENTO" INSTALADA EN EL INODORO.

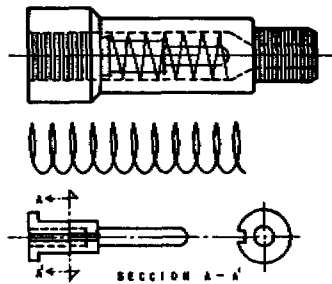


FIG. No. 3 ESQUEMA DEL REDUCTOR "CHAUD" PARA REGADERA.

RECOMENDACION: CUIDE QUE AMBAS PLACAS ESTEN A TAL DISTANCIA QUE LAS FUERZAS DEL AGUA AL BAJAR SEA SUFICIENTE PARA RENOVAR EL CONTENIDO DE LA TAZA, PERO NO DEMASIADO PARA OBTENER UN MAYOR AHORRO DE AGUA.

ESQUEMA DE HERRAJES DE UN EXCUSADO DE BAJO CONSUMO

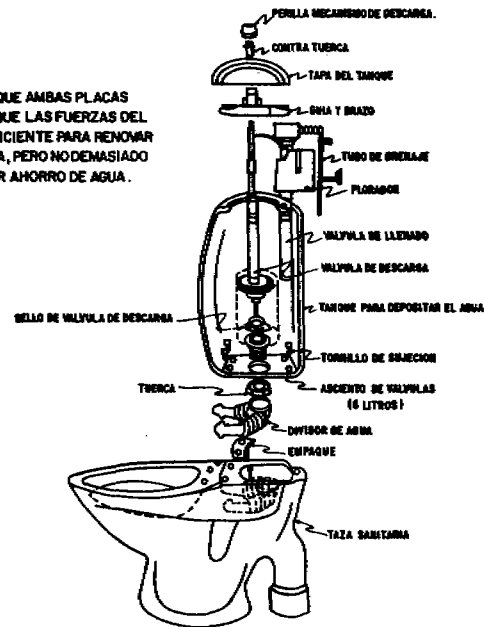


FIG. No. 1 ESQUEMA DEL INODORO IFO - CASCADA DE 6 Lts..

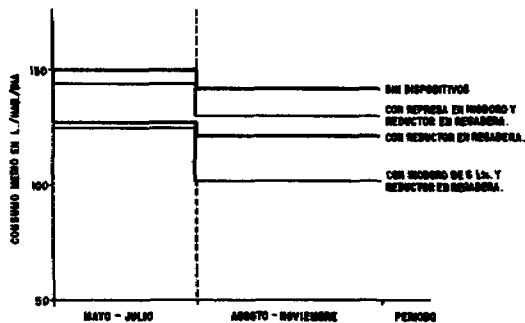


FIG. No. 9 CONSUMO MEDIO POR PERSONA EN LOS PERIODOS PREVIO Y POSTERIOR A LA INSTALACION DE LOS DISPOSITIVOS DEL INODORO

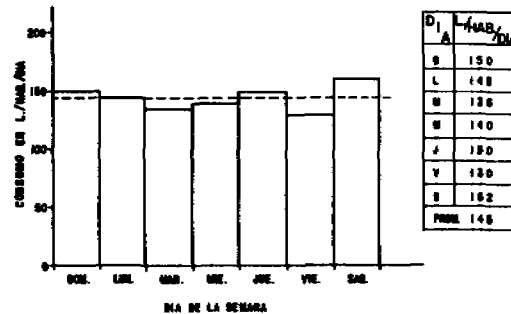


FIG. No. 10 VARIACION DE CONSUMOS CON LOS DIAS DE LA SEMANA.

PORCENTAJE DEL CONSUMO TOTAL			
DISPOSITIVO CONVENCIONAL	MET. CALF. Y REDU. 1979	HYDRONIPICULARY (2)	INSTITUTO DE INVEST. SOCIALES DE LA UDEL
INODORO	81	81	80
REGADERA	81	81	80
LAVABO MANO	3	3	-
LAVADO DE ROPA	14	14	18
COCINA	11	11	11
OTROS	-	2	4
TOTAL	100	100	100

SEGUN WILLIAM O. MADDAUS (4)		
DISPOSITIVO	CONVENCIONAL	AHORRADORES
INODORO	81	81
REGADERA	81	81
LAVABO DE MANO	3	3
LAVABO DE PUNOS	3	3
LAVADO DE ROPA	14	14
TRABAJO EN COCINA	11	11
TRABAJO EN BAÑO	3	3
PERDAS EN INODORO	3	3
TOTAL	100	100

TABLA No. 1 CONSUMOS TÍPICOS DE AGUA A NIVEL DOMICILIARIO.

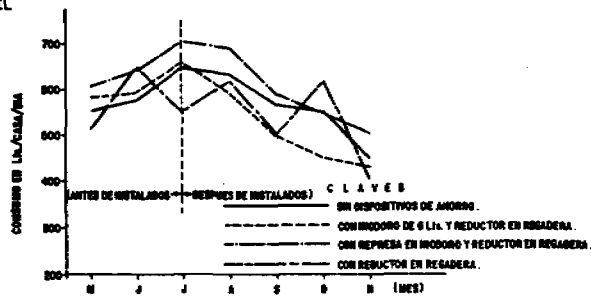


FIG. No. 8 COMPARACION DE CONSUMOS ENTRE DOMICILIOS CON Y SIN DISPOSITIVOS.

FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE

Dr. Gabriel Echávez Aldape

Profesor

División de Estudios de Posgrado

Facultad de Ingeniería

Universidad Nacional Autónoma de México

México, D. F.

RESUMEN

Un problema de gran importancia para el país lo constituyen las fugas en las redes de distribución de agua potable. En este artículo se presentan los datos de una investigación bibliográfica efectuada en la Universidad de Karlsruhe, Alemania y se hace una breve descripción de los métodos de localización de fugas utilizadas en ese país. Finalmente, se propone una guía para reducir las fugas de agua aplicable a nuestras condiciones.

ABSTRACT

Losses due to leakages in the water distribution systems are a very important problem in our country. In this work, the data of a bibliographic research, made in the University of Karlsruhe, Germany, and a short description of the methods of leak detection, used by them is presented. Finally, a methodology to reduce the water leak losses, that can be applied to our conditions is proposed.

1. INTRODUCCION

Un problema de gran importancia para el país lo constituyen las fugas en redes de distribución de agua potable. Diversas estimaciones hacen sospechar que el nivel de pérdidas actual, en la mayoría de las ciudades, está entre el 30% y 40% del agua abastecida y, posiblemente, en algunos casos sea aún mayor. Aunque es difícil e incostrable evitarlas en su totalidad, es posible reducir las a un nivel aceptable, tal vez no mayor del 10%.

Como cada fuga detectada y reparada genera una ganancia inmediata que no agota los acuíferos ni requiere de modificaciones a la red la relación costo-beneficio, incluyendo los beneficios sociales, es muy favorable; esto hace que medidas para reducir las fugas sean atractivas para los responsables de los sistemas de agua potable.

En este artículo se presentan los datos de una investigación bibliográfica efectuada en la Universidad de Karlsruhe, Alemania; se hace una síntesis de las experiencias en ese país, y se propone una guía para reducir las fugas de agua, aplicable a nuestras condiciones.

2. RECOPIACION BIBLIOGRAFICA

La información recopilada tiene tres fuentes(1):

Institut für Hydromechanik Universität Karlsruhe.
Biblioteca de la misma universidad.
Publicación de la Empresa "Información Científica y Técnica" (STI). Oxford, Inglaterra (1990).

Además de lo anterior se tiene información parcial de la conferencia realizada en Esslingen, realizada del 25 al 26 de abril de 1990 cuyas memorias serán publicadas posteriormente.

2.1 Bibliografía del Institut für Hydromechanik.

Este material, consistió en 96 referencias en alemán y 7 en inglés.

2.2 Bibliografía encontrada en la biblioteca de la Universidad. Además del material anterior se amplió la información con una búsqueda en la biblioteca de la Universidad de Karlsruhe. En ella se encontraron 18 referencias en inglés.

2.3 Publicación de la Empresa "Información Científica y Técnica"

Posteriormente a la investigación bibliográfica descrita en las dos secciones anteriores, el Institut für Hydromechanik envió la siguiente publicación inglesa:

Scientific & Technical Information Ltd., (STI), Oxford,
Inglaterra (1990)

con cerca de 500 referencias publicadas desde 1975, y que comprenden un amplio sector de la literatura mundial, con sus respectivos abstracts, que fueron incluidos en la base de datos FLUIDEX.

3. METODOS PARA LA DETECCION DE FUGAS.

A continuación se presentan los seis métodos encontrados:

3.1 Método acústico de detección de fugas.

Este método se basa en el hecho de que las fugas a presión producen un ruido que puede ser escuchado a distancia. En su forma clásica consiste en diferentes tipos de micrófonos, amplificados - res y auriculares. Este procedimiento falla en el caso de fuertes ruidos ambientales o con señales difíciles de percibir y depende en gran parte, de la capacidad receptora, discriminadora y subjetiva, del personal que lo maneja. Por otra parte, su accesibilidad y fácil manejo hacen que sea un equipo estandar en la búsqueda de fugas y que constituya un auxiliar útil y comprobado como medio de vigilancia, para tomar medidas inmediatas antes de dar otros pasos.

3.2 Procedimientos acústicos refinados.

Estos procedimientos tienen básicamente el mismo principio localizador que el método anterior, y consisten de micrófonos especiales, amplificadores de ruidos, filtros de frecuencia de tono y algunos, hasta memorias para la diferenciación de las intensidades del ruido.

Para los casos en que se dificulte la detección de la fuga con los métodos anteriores, se puede introducir dentro del tubo a presión y por medio de una válvula especial, una sonda de fibra de vidrio en cuya punta se encuentra un sensor de membrana capaz de detectar el ruido.

3.3. Método de presurización de la red o método Suizo.

Este método consiste en aislar un tramo de tubería o red y aplicarle presión por medio de un camión cisterna de una capacidad mínima de 2 m³ equipado con una bomba de inyección de 7 l/s y medidores de presión y gasto, y consiste en medir el agua necesaria para mantener la presión en una línea o área aislada. El volumen mínimo abastecido es la pérdida por fuga.

3.4 Método de correlación.

Este método es una técnica mejorada y modernizada de los procedimientos acústicos. Se desarrolló en los últimos 5 años y permite localizar fugas con gran exactitud.

Se basa en la recepción del ruido debido a una fuga por medio de sensores colocados a ambos lados de ella, las dos señales se amplifican y se procesan en un analizador de correlación, hasta encontrar el defasamiento que produce una máxima correlación; con esta información, y conociendo la longitud de la tubería comprendida entre los dos sensores, el material de ésta y en general las características de propagación sonora, es posible encontrar la distancia intermedia en la que se está generando el ruido. FIG. 1

3.5 Método de detección de fugas por medio de trazadores.

Este método se utiliza para localizar fugas pequeñas cuando el sonido de la fuga es muy bajo y no se logra detectar por otros medios. A este grupo de métodos pertenecen también el empleo de trazadores radioactivos con isótopos.

Se basa en la inyección del trazador respectivo a presión en la tubería y en su posterior detección, en la zona de la fuga por medios químicos o radiológicos. Además de los isótopos, se utilizan como gases trazadores el óxido nítrico, helio y mezclas de metano con nitrógeno y con argón.

3.6 Análisis de mediciones

Para poder realizar el análisis de mediciones se debe contar con registros continuos del gasto en el tiempo. Estos registros se pueden encontrar en los archivos del organismo operador, o si ellos no existen, será necesario obtenerlos mediante aparatos adecuados en los puntos de control de las zonas que se quieran analizar. Heide (2) encontró que si se investigan con precisión las oscilaciones del consumo es posible la determinación y evaluación de las pérdidas de agua.

4. COSTOS

Una consideración esencial en la selección de los diferentes métodos de localización de fugas, es el costo de los aparatos y de su operación. Para dar una idea de lo anterior, a continuación se presentan una relación de valores obtenidos en enero de 1987 en Alemania.

Método acústico:

equipamiento sencillo: caja de escucha y geófono de membrana.

Valor: equipo 300 a 400 dólares.

operación 35 a 45 dólares/km.

equipamiento intermedio: aparato de detección preliminar electroacústico, geófono de membrana y caja de escucha.

Valor: equipo 400 a 600 dólares

Método acústico refinado:

equipamiento completo: micrófono de contacto con barra de prueba y con micrófono de piso, amplificador de ruido, auricular, caja de escucha, geófono de membrana y caja transportadora.

Valor: equipo 1,700 a 2,500 dólares.

operación 65 a 75 dólares/km.

Método de correlación:

Valor: equipo 14,000 a 25,000 dólares.

operación 120 a 140 dólares/km.

5. GUIA PARA LA REDUCCION DE FUGAS DE AGUA EN REDES DE ABASTE - CIMIENTO.

A continuación se propone una guía para la reducción de fugas, aplicable a las condiciones del país, que resume las experiencias en Alemania así como las encontradas en la literatura de otros países.

Para desarrollar un programa de reparación y detección de fugas es necesario contar con información adecuada de la red, tanto de su localización como de sus características hidráulicas. Si ésta se desconoce, puede ser necesario empezar el programa con una labor de actualización de los planos, lo que puede requerir la localización de algunas tuberías e identificación de piezas especiales y de medición, al menos en algunos puntos estratégicos.

Con esta información se puede hacer un balance inicial -o primera auditoría- entre el agua entregada y la consumida, y tener una idea general de la magnitud de las pérdidas, tanto en la red como en sectores específicos, con lo que se puede decidir si se justifica, o no, tomar medidas para reducir las.

Por lo anterior, hay que dar los siguientes pasos:

1. Actualización de planos de la red de distribución: localización de tuberías, válvulas de control, piezas especiales, características hidráulicas.
2. Medición:

Determinación de la cantidad de agua alimentada en la red en las diferentes zonas de presión.

Evaluación estadística de consumos mínimos diurnos y nocturnos, diarios, semanales y mensuales, dividiendo la red en sectores, cuyo consumo mínimo nocturno pueda ser comparado con las otras mediciones para así encontrar el desarrollo de las pérdidas de agua en la red, mediante un análisis comparativo.

Detección de los sitios o sectores donde se presenta la mayor cantidad de fugas, reparadas en menor o mayor grado durante los últimos años, para determinar los puntos débiles de la red.

Evaluación de todos los datos operativos por computadora, tomando como base la cantidad alimentada específica y las fugas reparadas durante varios años. Basados en esta evaluación se puede estimar el costo del mantenimiento de la red, la selección de un sistema de vigilancia y la futura inversión correspondiente.

3. Detección y reparación de fugas:

Localización exacta de los sitios de fuga por medio de los diferentes métodos presentados en el capítulo anterior.

Reparación de fugas.

Comparación de los datos de alimentación específicos antes y después de la reparación, para verificar el efecto de ésta o, en su caso, que no haya más fugas.

4. Diseños adecuados:

Control sistematizado de la red, previendo válvulas que permitan aislar sectores de ella así como definir y preparar secciones de medición.

Sistemas de alarma que permitan detectar en el menor tiempo posible la presencia de nuevas fugas, sobre todo en las tuberías más expuestas y de mayor diámetro, así como en las conexiones domiciliarias a la red.

Redes domiciliarias accesibles. Evitar que los tubos se entierran o ahoguen en losas y muros.

Dispositivos domésticos sin fugas. Principalmente W. C.

5. Adopción de estrategias de renovación y expansión de la red.

Para esto es necesario desarrollar modelos que tomen en cuenta tanto las características y el estado de la red como las necesidades de ampliación de ella, dentro de un marco de factibilidad económica. En estos modelos es necesario contar con su edad, materiales, calidad de la instalación, tipo de suelo, políticas de operación; así como información de campo, obtenida a través de los organismos operadores, que permitan calibrar al modelo. En la actualidad hay poca información de las necesidades enunciadas anteriormente, por lo que es indispensable iniciar los estudios complementarios a la mayor brevedad.

REFERENCIAS

- (1) Echávez Aldape, G., "Fugas en redes de agua potable", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Mayo 1991 (con anexos).

(2) Heide, G.F., "Detección de Fugas en tuberías mediante mediciones", en alemán, gwf-Wasser/Abwasser 4/1982.

(3) Sewerin, P.: Detección de fugas de agua-Nuevas alternativas mediante la técnica de la correlación. gwf-Wasser/Abwasser 4/1982

RECONOCIMIENTOS

Este estudio fué patrocinado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, el Institut Fur Hydromechanick, Universitat Karlsruhe y la Deutscher Akademischer Austauschdienstes.

Se agradece la colaboración de Guido Bachmaier, Patricia Isabel Rojas Reina y Gustavo Solares Esquivel.

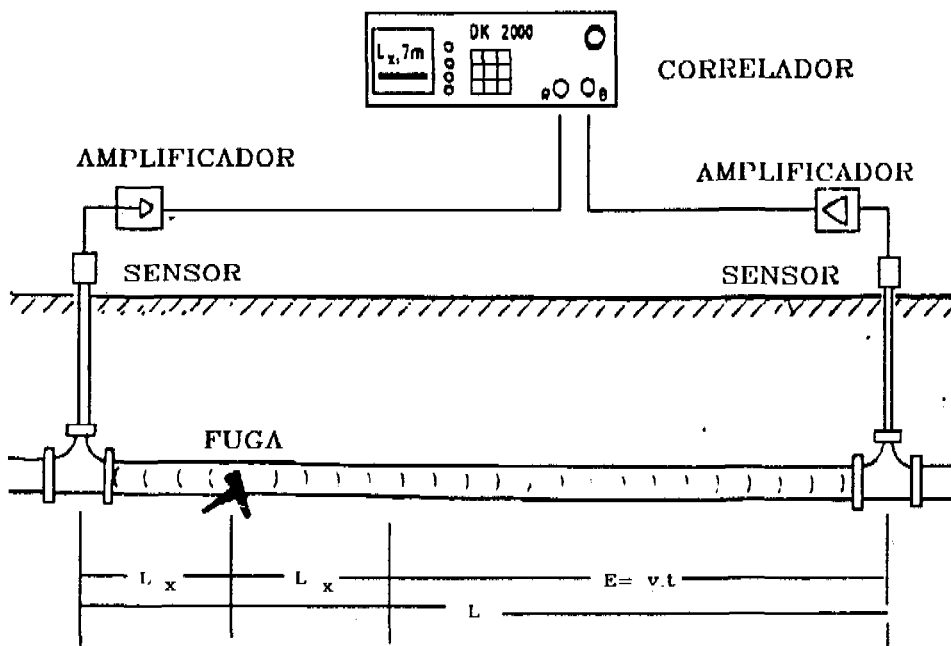


FIG. 1 METODO DE CORRELACION (3)

**THE CHEMICAL COMPOSITION OF FOG WATER SUPPLIES
IN RURAL AREAS OF CHILE, PERU AND OMAN**

Robert S. Schemenauer, Environment Canada,
4905 Dufferin Street, Downsview, Ontario, Canada M3H 5T4

Pilar Cereceda, Instituto de Geografia, Pontificia
Universidad Católica de Chile, Casilla 114-D, Santiago, Chile

ABSTRACT

The development of water supplies using fogs on coastal mountains will require that the potability of the water be demonstrated. This has been done in Chile where a major project is underway. At all times the ion and trace element concentrations met Chilean and WHO drinking water standards. The pH values, however, were at times extremely low. The acidity was associated with high concentrations of excess sulfate, which was most likely of marine origin. A similar analysis of 10 major ions and 23 trace elements was done for fog water in the Dhofar region of the Sultanate of Oman. All concentrations, and the pH measurements, met the Omani and WHO standards. The concentrations were typically only 10 % of the maximum allowable values. In contrast, a small preliminary data set from the north edge of Lima, Peru showed evidence of urban and industrial contamination as the air passed over the city. It is concluded, that in remote coastal areas where conventional sources of water are lacking, the use of fog collectors can provide good quality water for domestic, agricultural and forestry purposes.

INTRODUCTION

One exciting new application of meteorology is the prospect of using high elevation fogs as an arid lands water resource (Schemenauer 1988; Schemenauer, Fuenzalida and Cereceda 1988; Schemenauer and Cereceda 1991a). This has now become a reality in northern Chile where a pilot project is using 50 large fog collectors (each 4 m by 12 m). The collector array is situated at 780 m and has produced an average of 7200 L of water per day during three drought years when the annual

precipitation totaled 10, 50 and 10 mm as opposed to the normal value of 70 mm. The potability and composition of the fog water is of fundamental importance and is examined here.

The fog is produced when marine stratocumulus cloud decks are blown over the coastal mountains by the prevailing winds and the daytime seabreeze. The fog droplets impact on the polypropylene mesh of the collectors (Schemenauer and Joe 1989) and form large droplets which drip off the collectors into PVC or fiberglass troughs. At the El Tofo, Chile site (29° 26'S; 71° 15'W), the water is taken by PVC pipes to a 25,000 L cement-asbestos storage tank for use in a 3 ha tree plantation and will, by October 1991, be taken 6.5 km through a PVC pipeline to an existing 100,000 L cement-asbestos tank for use as a village water supply and for a new 9 ha tree plantation.

METHODS

The quality of water from the fog collection system will depend on several factors: first, the composition of the incoming fog water; second, the material of the collectors; and third, the amount and chemical composition of the dry deposition on the collectors, which will increase with the length of time between fog episodes. These factors have been examined by Schemenauer and Cereceda (1991b; 1991c).

In order to determine the composition of the incoming fog (cloud), fog water samples were collected 1.5 m above the ground during fog events at the El Tofo site in Chile and the Ashinhaib site (54° 16' 45"E; 17° 15'40"N) at 900 m in the Sultanate of Oman. A teflon string passive fog water sampler (Falconer and Falconer 1980) was used and the water contacts only Teflon, polyethylene and polypropylene surfaces. Concentrations of ions in the final rinses of these collectors, with distilled deionized water, prior to sample collection, were 10 to 100 times lower than in the samples. Samples were collected in acid washed high density polyethylene bottles in Oman. The bottles were not acid washed in Chile. No preservatives were added to the samples. The possibilities that the bottles may be sources or sinks for trace elements have been examined (Schemenauer and Cereceda 1991b) and no effects which would compromise the conclusions were seen. The samples were stored at approximately 4 °C prior to analysis by HPLC for ion concentrations (except Ca²⁺ and Mg²⁺ analyzed by FAAS) and analysis by ICP-MS for trace element concentrations. Some trace element concentrations were confirmed by optical ICP and FAAS. Similar analytical procedures were used for the samples taken from the large collectors and storage tanks. Ion balances had an average absolute difference of 3 % for samples with a total ion concentration >650 µeq L⁻¹ and 6.5 % for samples with a total ion concentration <300 µeq L⁻¹. This indicates that all of the major ions were being measured.

RESULTS AND DISCUSSION

Ion concentrations

A series of 8 consecutive samples were collected with the specialized AES fog collector during an extended event at the El Tofo, Chile site lasting from 6 to 7 November, 1989. The ion concentrations for the 8 samples are given in Table 1. The pH increased and the ion concentrations decreased markedly during the first 7 hours and then stayed fairly constant over the next 12 hours. The concentrations of all the ions were well within the maximum allowable limits (bottom line Table 1). Values of pH under 6 are unacceptable for drinking water due mainly to the possibility of corrosion in pipes and plumbing systems. This will not be a problem here, since plastic pipes are being used and since the pH of these low ionic strength solutions can easily be raised. Similar results were obtained for samples collected in 1987 and 1988 and for water samples taken from the large 48 m² collectors (Schemenauer and Cereceda 1991b).

Table 2 shows the ion concentrations in 7 fog water samples collected at the Ashinhaib, Oman site in July 1990. Again the ion concentrations are quite acceptable and in this case the pH is as well. A small (3) sample set was also collected at the Cerro Orara site at 430 m on the north edge of Lima, Peru. Because the samples were collected in the early morning, with almost no wind, and out of the main fog collection season (October 1990) they are not presented here. However, the ion concentrations were within the maximum allowable values as were two of the three pH values.

Trace element concentrations

The trace element concentrations for the samples of Table 1 are given in Tables 3a) and 3b) and show a pronounced decrease during the first 7 hours (as for the ions) and then relatively constant values for the remaining 12 hours. As, Pb, Al, Mn, Cu and Zn values are all substantial at the beginning of the event but they are well within allowable drinking water limits. It is also worth noting that the Fe concentrations are low despite this being the site of a former iron mine. Once the fog event is well underway, the concentrations of the trace elements of concern are one to three orders of magnitude less than the maximum allowable values (bottom lines Tables 3a and 3b).

The trace element analysis (Schemenauer and Cereceda 1991c) for the fog samples from Oman are not shown here. In most cases the concentrations were below the method detection limit specified by the laboratory. With the exception of Mn, the measured values of all elements were one to two orders of magnitude less than the maximum concentrations allowed by the drinking water guidelines. The average Mn value was one-

third of the guideline value. In contrast, the samples from Peru, which are not representative of the fog along the coast, showed evidence of higher than acceptable concentrations of Cd, Pb, Al, V, Mn, Ni, and Se in some samples. Except for Al, enrichment factor calculations show these elements are likely of anthropogenic origin. This demonstrates the potential effects of being immediately downwind of a large urban area (Lima) and being within 15 km of a large refinery complex. More samples are required to assess the quality of the fog under other conditions. Samples are also needed from remote sites in Peru.

CONCLUSIONS

The ion and trace element concentrations in high elevation coastal fogs, in remote arid locations, meet the local and WHO drinking water guidelines. This also means that the water is acceptable for agricultural and forestry purposes. The bacterial concentrations in the water have not been measured by these authors but work (unpublished) by the University of Chile indicates an absence of fecal coliform, as would be expected, and low concentrations of other bacteria.

Once a suitable fog water collection site is found (Schemenauer and Cereceda 1991d; Cereceda and Schemenauer 1991), the volume of water that can be produced is limited only by the number of collectors that are constructed. In Chile the cost of the water is lower than trucked water; this is an issue, however, that is site specific and needs to be addressed in each location. The combination of potability, supply and cost indicates that fog water collection (where conditions are suitable) deserves serious consideration as a water supply for rural areas.

ACKNOWLEDGEMENTS

Our thanks to IDRC and CIDA (Canada) and PCDESR (Oman) for supporting the field work and a special thanks to C. Uyeda.

REFERENCES

- Cereceda, P. and Schemenauer, R.S. (1991): The occurrence of fog in Chile. In press J. Appl. Meteor.
Falconer, R.E. and Falconer, P.D. (1980): Determination of cloud water acidity at a mountain
observatory in the Adirondack Mountains of New York State. J. Geophys. Res., **85**, 7465-7470.
Schemenauer, R.S. (1988): Fog water to quench a desert's thirst. WMO Bulletin, **37**, No.4, 281-286.
Schemenauer, R.S. and Cereceda, P. (1991a): Fog water collection in arid coastal locations. In press
AMBIO.
Schemenauer, R.S. and Cereceda, P. (1991b): The quality of fog water collected for domestic and
agricultural use in Chile. In press J. Appl. Meteor.
Schemenauer, R.S. and Cereceda, P. (1991c): Cloud water chemistry on the Arabian Peninsula. Submitted
to Atmospheric Environment.
Schemenauer, R.S. and Cereceda, P. (1991d): Fog as a permanent water resource in arid lands. 7th IWRA
Congress on Water Resources, Rabat, Morocco, 13-18 May, A2-23 to A2-25.
Schemenauer, R.S. and Joe, P.I. (1989): The collection efficiency of a massive fog collector.
Atmospheric Research, **24**, 53 - 69.
Schemenauer, R.S., Fuenzalida, H. and Cereceda, P. (1988): A neglected water resource: the camanchaca
of South America. Bull. of the American Meteorological Society, **69**, 138 - 147.

Table 1) Concentrations of major ions in sequential fog water samples from the AES fog collector, El Tofo, Chile.

Sample #	pH	SO ₄	NO ₃	Br	Cl	Na	NH ₄	K	Ca	Mg	Date	Time
						(ppm)						
4	4.01	20.0	9.51	0.069	27.9	15.7	3.19	0.94	3.06	1.60	06 NOV 89	1651-1825
5	4.11	13.2	4.91	0.056	14.8	9.62	1.80	0.59	2.00	1.50	06 NOV 89	1825-1952
6	4.40	6.05	1.74	0.033	5.99	3.75	0.78	0.27	0.86	0.47	06 NOV 89	1955-2022
7	6.69	2.55	0.62	0.022	2.74	1.74	0.43	0.15	0.79	0.20	06 NOV 89	2022-2359
8	5.23	2.65	0.86	0.021	2.22	1.48	0.59	0.15	0.35	0.17	07 NOV 89	0010-0750
9	5.21	1.41	0.32	0.016	0.68	0.47	0.40	0.097	0.22	0.05	07 NOV 89	0920-1017
10	5.21	2.15	0.58	0.020	1.33	0.86	0.76	0.11	0.20	0.09	07 NOV 89	1019-1119
11	5.06	2.42	0.61	0.019	1.46	0.98	0.86	0.098	0.15	0.09	07 NOV 89	1120-1229
Maximum Allowed	6-8.5	250	45		250				200	125		

Table 2. Concentrations of major ions in fog water samples from the AES fog collector at or near the Ashinhaib, Oman site, 1990. The maximum allowable Omani or WHO drinking water concentrations are also shown.

Sample #	pH	SO ₄	NO ₃	Cl	F	HCO ₃	Na	NH ₄	K	Ca	Mg	Date/Time
						(ppm)						
3	7.28	5.40	8.62	57.5	0.02	5.16	31.6	0.54	1.51	16.0	4.50	22 JUL 90/1329-1410
6	7.35	1.65	2.43	25.4	0.01	3.47	13.4	0.65	0.56	6.25	1.80	24 JUL 90/1251-1314
10	7.80	5.02	3.77	63.9	0.00	16.4	35.2	0.11	1.73	-	-	26 JUL 90/1238-1530
15	6.96	0.45	0.70	5.85	0.01	2.20	3.36	0.21	0.14	2.08	0.46	29 JUL 90/1223-1256
18	7.62	3.22	2.71	56.1	0.02	8.50	30.1	0.00	1.25	15.8	3.74	29 JUL 90/1529-1607
22	7.94	6.70	12.3	84.3	0.05	33.5	46.0	0.00	2.12	42.7	5.73	30 JUL 90/1215-1404
24	7.40	1.36	2.06	15.7	0.01	6.02	8.94	0.00	0.35	7.94	1.26	30 JUL 90/1425-1449
Maximum Allowed	6-8.5	250	45	250						200	125	

Table 3a) Concentrations of trace elements in sequential fog water samples from the AES fog collector, El Tofo, Chile. Dates and times as in Table 1a).

Sample #	Fe	As	Cd	Pb	Be	B	Al	Ti	V	Cr	Mn	Ni
	(ppb)											
4	70	20.3	1.2	36.1	<0.5	-	65.1	3.8	7.9	<1.0	35.4	5.1
5	54	15.3	0.6	16.1	<0.5	-	54.5	<2.0	4.2	<1.0	27.4	6.0
6	<50	7.4	<0.5	5.6	<0.5	-	29.5	<2.0	1.5	<1.0	12.7	2.7
7	<50	2.8	<0.5	0.5	<0.5	-	15.8	<2.0	0.7	<1.0	6.1	<2.0
8	<50	3.2	<0.5	1.1	<0.5	-	9.1	<2.0	0.8	<1.0	5.4	<2.0
9	<50	1.8	<0.5	0.5	<0.5	-	4.3	<2.0	0.5	<1.0	3.0	<2.0
10	<50	3.1	<0.5	0.6	<0.5	-	6.7	<2.0	0.5	<1.0	3.5	<2.0
11	<50	3.4	<0.5	<0.5	<0.5	-	4.5	<2.0	0.59	<1.0	3.6	<2.0
Maximum Allowed	300	50	10	50						50	100	

POTABILIZACION DEL AGUA EN EL MEDIO RURAL

Q.I. Enrique Díaz de León Sánchez, Q.F.B. Yolanda Gallegos González, M.C. Rodolfo Rodríguez Corpus, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Alvaro Obregón 64, San Luis Potosí, S.L.P., México.

RESUMEN

Ante la problemática que se vive en las Zonas Áridas de México, como la pobreza y la baja densidad poblacional; se diseñó, construyó y probó, un equipo sencillo y económico, que utilizando la energía solar permite potabilizar cerca de 150 l de agua por día, y obtener cerca de 600 l de agua filtrada por día.

Se incluyen resultados bacteriológicos de agua antes y después del tratamiento; el agua utilizada se contaminó previamente al ensayo.

INTRODUCCION

México es un país de contrastes, cuenta en su territorio con bosques, selvas y zonas de alta productividad agrícola pero también desiertos y zonas áridas, que representan aproximadamente el 60% del mismo territorio.

En las zonas áridas se presentan serios problemas socio-económicos que no resultan fáciles de resolver y que aunados a las características y peculiaridades de sus moradores, se agravan e imposibilitan su solución.

El arraigo tan marcado de los habitantes, así como la baja densidad poblacional -80,000 comunidades menores de 5,000 habitantes- ocasiona una dificultad mayúscula al Gobierno para ofrecer los servicios más elementales de agua potable, electricidad, drenaje, etc. lo que propicia el atraso y el subdesarrollo.

En estas zonas, el agua constituye uno de los factores más importantes, que decide y define las características predominantes de la región.

La principal fuente de abastecimiento es el agua de lluvia acumulada en bordos o estanques de los que se surten los habitantes y que comparten con sus animales, lo que trae como consecuencia una seria contaminación del agua y la proliferación de enfermedades gastrointestinales que frecuentemente resultan mortales, sobre todo para los niños.

La observación de esta problemática tan aguda y crítica, nos indujo a buscar algunos métodos sencillos y prácticos que permitieron dotar a las comunidades rurales pequeñas del altiplano Potosino y de otras partes, de agua potable.

El método empleado para potabilizar el agua debía tener como características, su sencillez y facilidad para construirse, transportarse, instalarse y operarse en áreas en las que se carece de la mayoría de los servicios: electricidad, gas doméstico, etc. Desde luego al revisar la bibliografía, se encontró que el filtro de arena es el medio más adecuado y práctico para el tratamiento del agua en zonas rurales (JENKINS sugiere el empleo de sales de calcio para aumentar la efectividad del filtro de arena, sin embargo esto implicaría en nuestro caso, un sistema de dosificación, que aumentaría tanto la dificultad de manejo como el costo), pero no ofrece seguridad ni garantía en cuanto a la calidad del agua que se obtiene, no obstante se eligió como una de las opciones más factibles; y para aumentar su efectividad, se pensó en complementarlo con un calentamiento a base de energía solar.

PRUEBAS PRELIMINARES DE LABORATORIO

Las pruebas preliminares efectuadas en el laboratorio sirvieron para dos fines: el primero fue comprobar la potabilización bacteriológica del agua procesada, y el segundo consistió en determinar los factores más relevantes del proceso; el agua tratada de cada prueba fue contaminada previamente con un cultivo de *Escherichia coli*, y se analizó bacteriológicamente antes y después del tratamiento.

Los resultados de estas pruebas fueron muy satisfactorios y nos alentaron a continuar con el proyecto.

DISEÑO DEL EQUIPO

La segunda etapa del trabajo consistió en el diseño, la construcción y las pruebas de funcionamiento de un equipo con las características mencionadas anteriormente, al cual se le llamó POTABILIZADOR, y que consta de sedimentador, filtro de arena, colector solar y tanques receptores (figs. 1 a 4).

MODIFICACIONES, CONTROL DE SALIDA DEL AGUA Y PRUEBAS FINALES

El obstáculo más importante que se presentó fue el controlar la salida del agua del colector, y se solucionó instalando un termostato debidamente sellado para evitar el peso del agua no pasteurizada. Al instalar el sistema de control, la producción de agua tratada, se reducía notablemente, y esto nos llevó a modificar el equipo a su forma actual.

La modificación consistió en dividir el tubo de salida del filtro y llevar una de las terminales al colector solar para pasteurizar una parte del agua filtrada; la otra terminal se llevó a un tanque receptor para recibir el resto del agua filtrada. Con objeto de que funcionara adecuadamente, fue necesario establecer una diferencia de niveles entre la salida del colector y la entrada del tanque receptor del agua filtrada, ésta última con un nivel más alto que la primera, de modo que cuando el agua del colector solar alcanza la temperatura adecuada, se abre el termostato y por ser su nivel más bajo, sale el agua pasteurizada; cuando se cierra la válvula del termostato, se llena el depósito del agua filtrada.

Trabajando de esta manera, si se mantiene constantemente lleno el sedimentador, se pueden obtener de 400 a 600 lts. de agua filtrada por día, que puede ser usada para el aseo, lavado de ropa, etc.; y entre 100 y 150 lts. por día de agua potabilizada bacteriológicamente para consumo humano.

La figura 3 muestra el diseño de la válvula de control y el dispositivo para colocación.

La figura 4 muestra el diseño del equipo actual para pasteurizar el agua.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos (tabla 1), podemos concluir que el equipo diseñado, puede proporcionar de 80 a 150 lts. por día de agua pasteurizada en días soleados, y de 400 a 600 lts. por día de agua filtrada, si el equipo se abastece continuamente.

Además cumple las condiciones propuestas de economía, sencillez de construcción, instalación y manejo.

Los materiales utilizados son de uso común en cualquier parte, por lo que es ideal para comunidades pequeñas de países en vías de desarrollo.

Recomendamos el uso de tubería de cobre en la fabricación del colector solar para evitar oxidaciones e incrustaciones.

Recomendamos también un control estricto de su funcionamiento para obtener mejores resultados.

Este equipo puede mejorarse si se le incorporan algunos elementos como: termostatos de mayor precisión, alimentación continua y otros, pero aumentaría su costo.

NOTA DEL AUTOR

Tiempo después de la iniciación de este proyecto llegó a nuestras manos la publicación del trabajo de CIOCHETTI en el cual encontramos apoyo y respaldo para continuar.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos en todo lo que vale la cooperación y ayuda que nos brindó el Ing. José C. Rodríguez, en el desarrollo del presente trabajo.

REFERENCIAS

Alvarez-Icaza Luis, (1985) Diseño para Captadores Solares Planos, Mérida Yuc., Memorias de la IX Reunión Nacional de Energía Solar, 124 pp.

APHA-AWWA-WPCF, (1980) Standar Methods for the Examination of Water and Wastewater, 15th. Ed.

Ciochetti David A. y Metcalf Rober H., (1984) Pasteurization of Naturally Contaminated Water With Solar Energy. Applied and Enviromental Microbiology, Vol. 47, No. 2, 223 pp.

X Censo General de Población y Vivienda 1980, (1986) Resumen General, Vol. I, México, INEGI.

Eskel Nordel, (1981) Tratamiento de Agua para la Industria y Otros Usos, 7a. Ed., Editorial Continental, 262 pp.

Howard Jim, ÇÇ(1979) Safe Drinking Water, An Oxfram Thecnical Guide.

Rubin J. Alan, (978) Chemistry of Wastewater Technology, An Arbor Science Publishers Inc., 99 pp.

Starr F. Mortimer et al., (1981) The Prokaryotes. A Hand-book on Habitats, Isolation and Identification of Bacteria, Vol I, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, New York.

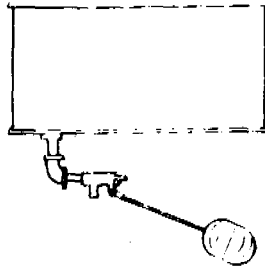


Fig. 1. Vista Transversal del Sedimentador

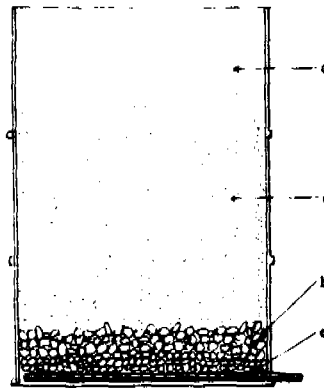
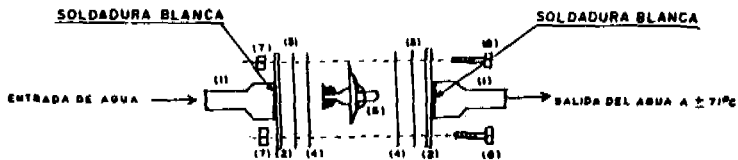


Fig. 2 Filtro de Arena a) Tubo Perforado para la descarga del Filtro, b) Grava c) Arena, d) Agua

Fig. 3 VALVULA DE CONTROL Y FORMA DE INSTALAR



COMPONENTES

- 1.- REDUCCION CAMPANA DE COBRE DE 1/2" a 3/4" (2 Piezas)
- 2.- PLACA DE COBRE (2 Piezas)
- 3.- EMPAQUE DE CORCHO (2 Piezas)
- 4.- EMPAQUE DE HULE (2 Piezas)
- 5.- TERMOSTATO AUTOMOTIVO (1 Pieza)
- 6.- TORNILLO 1/8" x 3/4" (4 Piezas)
- 7.- TUERCAS 1/8" (4 Piezas)

FIG. 4 DISPOSICION DEL EQUIPO

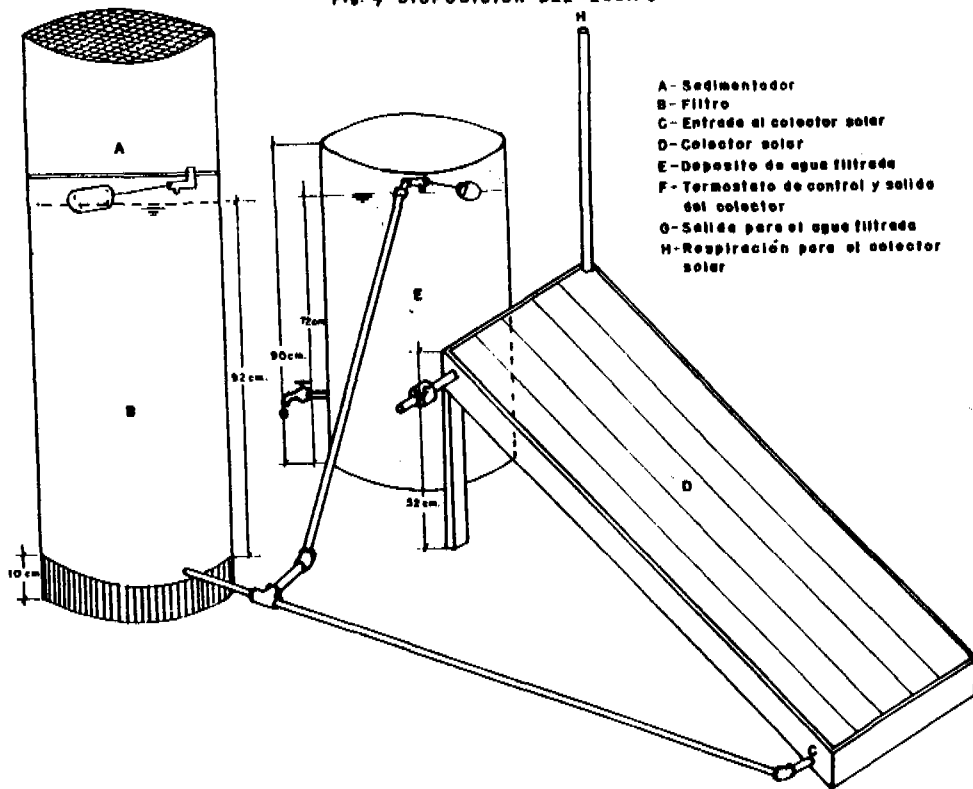


TABLA I -EFECTIVIDAD DEL EQUIPO COMPLETO (FILTRO Y COLECTOR SOLAR) ADAPTADO CON TERMOSTATO.

FECHA	AGUA CONTAMINADA (PROMEDIO)		AGUA TRATADA Y % DE EFECTIVIDAD				TEMPERATURA DEL AGUA A LA SALIDA DEL COLECTOR SOLAR EN °C
	ORGANISMOS TOTALES EN COLONIAS/ml.	COLIFORMES FECALES NMP/100 ml.	ORGANISMOS TOTALES EN COLONIAS/ml.	% DE EFECTIVIDAD	COLIFORMES FECALES NMP/100 ml.	% DE EFECTIVIDAD	
6/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	210	99.9	< 2	100	70
6/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	850	99.55	< 2	100	70
11/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	350	99.81	< 2	100	70
12/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	350	99.82	< 2	100	70
13/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	850	99.71	< 2	100	70
14/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	220	99.89	< 2	100	70
21/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	250	99.79	< 2	100	70
21/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	750	99.67	< 2	100	70
22/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	180	99.91	< 2	100	72
23/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	430	99.78	< 2	100	70
25/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	500	99.74	< 2	100	80.3 N
26/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	65	99.96	< 2	100	90.3 N
AGUAS FILTRADAS UNICAMENTE							
12/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	30000	84.22	7500	99.84	
13/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	35000	81.6	43000	99.06	
22/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	56000	70.53	3600	99.21	
26/IX/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	13000	93.15	46000	99	
17/X/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	16000	91.6	2400	99.94	
25/X/89	1.9X10 ⁶	4.6X10 ⁶	12200	93.18	< 3000	> 99.93	

N El Agua permaneció 30 minutos más en el colector solar a propósito.

NUEVAS TECNOLOGIAS PARA UNA NUEVA CULTURA URBANA, EL CASO DEL SIRDO.

Josefina Mena Abraham, Julio Bastarrachea Ortiz, Grupo de Tecnología Alternativa S.C.
Ave. Lomas Verdes 454-H Frac. Lomas Verdes
Naucalpan, Edo. de México, MEXICO CP 53120

RESUMEN

Los servicios de infraestructura urbana (agua potable y drenaje) se caracterizan por su alto grado de subsidio. La introducción de tecnologías de reciclaje se ven frenadas más por el hecho de que los usuarios no pagan su costo, que por la falta de educación o participación. La legislación existente podrá estimular el uso de agua reciclada, sin embargo la centralización con la cual es concebida la infraestructura impide su reutilización por los usuarios que la producen, cerrando así un ciclo que puede incentivar su uso eficiente.

En este trabajo, se presenta la tecnología Mexicana denominada SIRDO (sistema integral de reciclamiento de desechos orgánicos, C.I. 6758 M.R.338568 SECOFI) del cual se han construido más de 150 unidades en 7 Estados de la República durante los últimos 12 años (1979-91) solucionando en forma descentralizada el reciclaje de agua para más de 3,600 familias. La metodología científica empleada para su desarrollo a través de pilotos comunitarios y los logros de la investigación aplicada en 3 comunidades (Sector Público, Privado y Social Organizado) financiada por la International Development Research Centre, Canadiense, incluyendo una síntesis sobre las condiciones que permiten la viabilidad económica y social de micro-empresas relacionadas con el reciclaje de desechos sólidos y líquidos.

INTRODUCCION

El agua es un recurso renovable. Es uno de los elementos del medio ambiente cuya calidad se hace indispensable para el desarrollo económico (urbano e industrial) de todas las regiones del Planeta, y para la preservación de la VIDA. La calidad del medio ambiente, como lo sugiere el Reporte Brundtland (1990) es un factor primordial en el "desarrollo sostenido" (sustainable development) de los países que, como México, se encuentran en un acelerado proceso de desarrollo.

En este contexto, el Sistema Integral de Reciclamiento de Desechos Orgánicos (SIRDO) es una bio-ingeniería descentralizada para el reciclaje de aguas domésticas que tiene como objetivo coadyuvar el proceso de desarrollo económico, ayudando a conservar la calidad del medio ambiente y generando insumos para actividades productivas colaterales. Al reciclar in

situ, las aguas negras y jabonosas, elimina la contaminación que la ausencia de tratamiento genera y optimiza su uso al producir agua para acua cultura y para riego en el lugar mismo donde se producen. De esta forma libera recursos financieros a corto y a largo plazo que, de otra manera se canalizarían hacia la conservación de áreas verdes, por un lado, y a la recuperación de eco-sistemas degradados, por otro lado.

Sin embargo, el desarrollo de esta tecnología y de otras que mejoran la calidad del medio ambiente, se ve frenado por la implementación de políticas en materia de precios y subsidios, y de una estructura urbana centralizante, que fomentan el dispendio de agua, postponiendo la tarea inaudible de reciclar nuestros desechos, principalmente el agua.

En los países industrializados, se ha comprobado que no es suficiente la presión que ejerzan los 'lobbies' y Grupos Ecologistas en la legislación de nuevos estándares o implementación de tecnologías para mejorar la calidad del medio ambiente. El rol que los Gobiernos deben jugar en ello, es insustituible (Cairncross, 1991). Contrariamente a la intervención insensata que diferentes Gobiernos han realizado subsidiando actividades que son dañinas al medio ambiente (ej. agricultura intensiva, ganadería extensiva, indiscriminado uso de energía fósil, etc.) la intervención que se requiere es de otra naturaleza: una sometida a las leyes del mercado. Para el caso del agua, se requiere una administración eficiente, Pública o Privada, que remita al usuario, costos reales de: a) flujos de agua hacia las zonas habitacionales-comerciales e industriales; b) de reflujos aceptables con base a estándares ecológicos, desde estas zonas hacia ríos, lagos, océanos y al sub-suelo mismo. Pero que, al mismo tiempo, recupere costos al generar recursos financieros para actividades productivas colaterales.

Esto contradice las políticas de subsidio a la dotación de agua, así como al servicio de drenaje. Estas políticas no sólo son negativas para las finanzas gubernamentales, sino también son dañinas para el medio ambiente (The Economist, 1990). A pesar de que las decisiones sobre la dotación de estos servicios urbanos se toman por motivos políticos, es evidente que la optimización en el uso del agua no puede llevarse a cabo sin que su consumo refleje: el costo que involucra el obtenerla, por una parte, y el costo de tratarla para su re-uso o desechos adecuado (sin generar contaminación) por la otra. El subsidio al flujo (captación-conducción-potabilización-distribución) fomenta su dispendio y derroche (The Economist, 1990) y des-estimula su reciclaje a través de tecnologías descentralizadas. El subsidio al reflujo (disposición y tratamiento de aguas residuales) no sólo limita severamente las inversiones en plantas de tratamiento, sino también genera un problema de contaminación -un costo ambiental- que en el futuro superará las inversiones necesarias para su tratamiento ecológicamente válido.

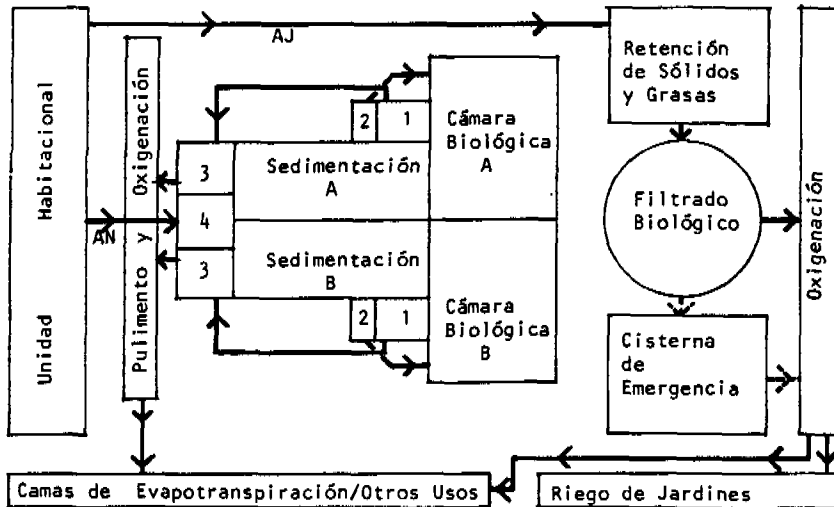
El SIRD tiene como objetivo tratar 'in situ' este reflujo de las aguas residuales domésticas, pero optimizando los recursos que éste puede generar coadyuvando actividades productivas. El grueso de las regulaciones emitidas sobre aguas residuales, aunado al subsidio al servicio que su disposición implica, no ha producido resultados positivos: a) el 45% de las plantas de tratamiento de aguas residuales se encuentra fuera de operación en México (Merino, 1989); b) las aguas tratadas sólo cumplen los estándares mínimos (fosas sépticas y lodos activados) y no

estimulan la innovación al especificar y prescribir este tipo de respuestas tecnológicas en vez de aquéllas que pretenden pasar a la ofensiva (The Economist, 1990); c) los sistemas de drenaje centralizados simplemente conducen las aguas al acuífero, degradándolo ecológicamente; d) el costo de inversión para proveer de agua y alcantarillado a la población Mexicana equivale a 36 salarios mínimos por persona y por día, según las tasas de crecimiento poblacional actual (Merino, 1989); e) los mecanismos tarifarios no alcanzan cubrir los costos de operación, aunado a una falta de coordinación interdepartamental (sólo el 4% de los Municipios cuentan con personal técnico-administrativo adecuado (Merino, 1990). f) en el caso de plantas de tratamiento terciario que permiten la re-utilización del agua residual, éstas están ubicadas lejos de las áreas urbanas donde se generaron las aguas y en donde su re-uso debería idealmente, llevarse a cabo.

Las tecnologías que, como el SIRDO, pretenden la optimización del agua, requieren de políticas ambientales orientadas a incidir en la economía micro-regional mediante: a) la racionalización de subsidios; b) la creación de 'permisos negociables' que gravan la generación de aguas residuales entre ciudades o regiones, según su calidad; c) la creación de impuestos sobre el contenido de fosfatos, nitratos, metales pesados, y patogenicidad en el efluente; d) la planeación urbana flexible que tome en consideración espacios requerido para las necesidades que genera el reciclaje; y e) el estímulo fiscal y créditos blandos ágiles para desarrollos habitacionales que reciclen sus desechos líquidos y sólidos.

DIAGRAMA DE FLUJOS DE UNA UNIDAD SIRDO-HUMEDO MEJORADA: GTA/IDRC/1991.

1)Clarificación; 2)Desnatación; 3)Cisterna; 4)Tamiz y Control de flujo.



TENDENCIAS ACTUALES EN EL ENFOQUE DE LA PROBLEMÁTICA DE INFRAESTRUCTURA.

Aunque parece haberse llegado al consenso de que la médula de esta problemática se ubica en la interface entre lo técnico y lo social, se tienen contradicciones en la puesta en marcha de acciones, identificándose fundamentalmente 2 tendencias: 1) Una donde prevalece una línea populista expresada en términos de criterios tarifarios que gravan a sectores de alto ingreso para beneficiar aquéllos de bajos recursos, pugnando porque el subsidio a servicios urbanos deje de ser indiscriminado. Al mismo tiempo se pretende generar ingresos derivados de la recuperación de desechos sólidos para hacer 'autofinanciable' el servicio; ésto implica cambios en la dinámica de la Administración Pública y en la estructura política de la 'Sociedad de la Basura' (Castillo Bertier, 1989). Se pretenden soluciones a través de nuevos esquemas financieros y administrativos, cuestionando muy poco la dimensión tecnológica y concibiéndola como una variable 'neutral' (Tudela, 1989). Históricamente esta tendencia ha operado como elemento estratificador consolidando diferencias sociales, sin dar soluciones efectivas.

2) La tendencia de economía política concibe los desechos como insumos de nuevos procesos productivos, transformando la secuencia 'producción-consumo' en un ciclo 'producción-consumo-producción'. Implica una metodología de GESTION INTEGRADA de los servicios urbanos con un enfoque INTERSECTORIAL y un diseño tecnológico DESCENTRALIZADO que permita establecer vínculos de equilibrio entre los diversos sectores productivos de la economía local. Esta tendencia remite la responsabilidad de los desechos al generador de los mismos, articulando la transformación de los mismos en productos reciclables e introduciendo en la conciencia social la diferenciación de diversos tipos y usos del agua. Substituye necesidades de consumo por nuevas necesidades de producción, las cuales exigen una planificación micro-regional, pero a cambio ofrece una verdadera alternativa económica basada en la capacidad productiva, articulando una serie de incentivos financieros a diversos sectores sociales, sin los cuales resulta imposible plantear una solución generalizada.

El GRUPO DE TECNOLOGIA ALTERNATIVA S.C. ha venido trabajando dentro de esta tendencia desde 1978 en forma interdisciplinaria. Ha logrado diseñar varias modalidades del SIRDO: la SECA para comunidades que padecen escasez de agua para el tratamiento de la materia fecal humana; la HUMEDA en situaciones donde la disponibilidad de agua permite usar redes colectoras para beneficiar de 10 a 1000 familias por unidad. Por otro lado, su enfoque de investigación aplicada en pilotos comunitarios le ha permitido aprender de sus logros y fracasos, clarificando una serie de requerimientos y condicionantes metodológicas que pueden aportar parámetros de referencia a otros investigadores dentro de esta tendencia.

LA EXPERIENCIA DEL SIRDO.

El diseño del SIRDO parte de una premisa fundamental: utilizar las aguas negras como inóculo para la descomposición aeróbica de los desechos sólidos orgánicos. Contrariamente al esquema convencional que separa los desechos sólidos de los líquidos, al mismo tiempo que mezcla aguas negras con jabonosas, el SIRDO articula el tratamiento de aguas negras con desechos sólidos y separa las aguas jabonosas de las primeras, evitando así su contaminación bacteriológica con las mismas; de esta forma, permite

la re-utilización de las aguas jabonosas para riego mediante procesos de filtración biológica, relativamente sencillos.

El SIRDO es una arquitectura micro-biológica que trata en forma separada desde su origen, las aguas negras y las jabonosas provenientes de la vivienda y de su equipamiento básico. La unidad productora de abono (UPA) permite generar, mediante un procedimiento de sedimentación acelerada de las aguas negras, un LODO APTO PARA LA AEROBIOSIS a partir de un proceso anaeróbico. Dicho lodo es rociado al interior de una cámara biológica de descomposición aeróbica, sobre los desechos sólidos depositados diariamente, en condiciones ambientales tales que permiten la proliferación de la bacteria aeróbica al interior de la Cámara, la cual transforma el desecho sólido en biofertilizante en forma de tierra seca. Al mismo tiempo, condiciones de temperatura, pH, humedad y relación carbón/nitrógeno, al interior de la misma, eliminan paulatinamente los agentes patógenos contenidos en el lodo sedimentado. Los lixiviados son evaporados por la acción de la energía solar, mediante un colector solar que sirve de techo a la misma cámara; aquí habría que aclarar que el proceso SIRDO no presenta las características físicas y bio-químicas de un proceso de compostaje: su conceptualización se basa en un secado cotidiano de capas de desecho sólido rociado de lodo-inóculo, que no exceden de 5 cms de espesor por día, distribuido en toda la superficie de la Cámara aeróbica. Por lo tanto, contrariamente a lo que acontece en una pila de compostaje, la diferencia de temperatura entre la superficie y la parte inferior de la masa en descomposición, no excede 5°C; no hay una 'pila de compostaje' sino una sobreposición de capas delgadas, secadas con una intensa radiación solar continua.

El agua remanente en el tanque de sedimentación, después de generar los lodos, pasa a una sedimentación secundaria y a una clarificación con tanzite y antrasita; posteriormente, por una oxigenación natural y finalmente accede a un estanque de lirio acuático.

La unidad de tratamiento de aguas jabonosas se inicia con una retención de grasas y sólidos, y luego por una oxigenación natural del agua antes de acceder a un filtro lento de acción biológica y mecánica, de flujo descendente, con arena y grava sílica de diversos gradientes. El efluente es oxigenado nuevamente antes de ser almacenado para su re-utilización en riego de jardines y árboles frutales. Esta unidad permite reciclar aproximadamente el 70% del agua de dotación.

Problemas que ha presentado el desarrollo del proceso SIRDO.

El diseño del SIRDO como artefacto tecnológico ha venido experimentando mejoría medida en términos de la calidad físico-química y bacteriológica de los productos que genera (agua filtrada para riego, agua clarificada para acuicultura y biofertilizante) como lo comprueban análisis realizados por diversas instituciones académicas tales como la UAM-Ixtapala.

Sin embargo la problemática fundamental de su difusión masiva se ubica en la interface técnico-económico/social. La conceptualización del SIRDO como una 'Tecnología Alternativa' (Harper, 1976) permitió una desviación en su práctica constructiva hacia una 'tecnología de dominio público'; en El Molino, Ixtapala, se construyeron varios pilotos donde los proyectos elaborados por GTA fueron realizados por auto-construcción; la fal-

ta de precisión y las alteraciones a los planos originales en un sistema que funciona con principios básicos de física, tales como el de vasos comunicantes, resultó inoperante.

Pero no solamente el SIRDO requiere ser construido con la precisión de una máquina, sino también de un proceso social y económico integral al interior de la comunidad, para lograr presentar una verdadera alternativa; o sea, el SIRDO no puede ser enfocado como una tecnología sino como un PROCESO técnico-social y económico.

En vías de desarrollo del Proceso SIRDO.

En Diciembre 1988 GTA consiguió el apoyo financiero de la IDRC Canadiense para llevar a cabo una investigación aplicada en 3 comunidades donde operan unidades SIRDO, representativas de los 3 sectores responsables de impulsar vivienda con el objetivo general de medir y evaluar el impacto en las estructuras comunitarias de las actividades productivas primarias, relacionadas con la tecnología SIRDO. Se pretendía enfocar las condiciones técnicas, sociales y económicas necesarias para consolidar la operación adecuada de las unidades, y para optimizar la capacidad auto-financiable del PROCESO SIRDO; al mismo tiempo, desarrollar una metodología de gestión integral que permitiese integrar dicho proceso a la vida comunitaria.

La investigación ha sido realizada de 1989 al 91 empleando como base de análisis 3 casos estudio: Tres Marías, Morelos, que cuenta con 5 unidades SIRDO para 4,500 Habs, Sector Público; Bosques del Pedregal, Ajusco, con una unidad SIRDO para 550 Habs, Sector Social Organizado; y el Condominio Residencial Los Duraznos, Tepepan, con una unidad para 100 Habs, Sector Privado. Se realizó en 3 áreas: social, económica y técnica; ésta última abarcaba el Sub-Programa de Optimización del SIRDO y su diseño, el Agrícola y el de Reciclaje de Inorgánicos, producto de la separación.

Las 3 comunidades presentaron diversos grados de heterogeneidad desde el punto de vista social y muy diferentes posibilidades de esquemas económicos; sin embargo, se ha logrado identificar las condiciones que permiten una viabilidad económica y social de micro-empresas que refuerzan la economía intersectorial local y que pueden llegar a conjugar un proyecto de saneamiento ambiental sobre bases endógenas de generación de recursos.

LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACION IDRC/GTA/SIRDO.

Conclusiones Generales: 1) El uso racional de agua está íntimamente ligado con el tratamiento de desechos sólidos y materia fecal humana, dado que ambos operan como contaminantes de mantos acuíferos. Igualmente esta relacionada con una práctica doméstica, negativamente influenciada por la propaganda de productos que impiden el reciclaje, tales como los detergentes no-biodegradables, y que requiere una educación ambiental.

2) La recolección de 'basura' (desechos mezclados) implicando una posterior separación en orgánico e inorgánico para recuperar productos reciclables, es una actividad sumamente costosa, aún sin considerar costos financieros. Se tiene la ilusión de que 'la basura es buen negocio' porque se piensa en los magnates de la basura, pero se ignoran los miles de pepenadores que viven en las condiciones más indignas, a pesar de realizar un trabajo sumamente útil para nuestra sociedad. Al mismo tiempo, existe una visión romántica de que el relleno sanitario

es una solución que NO implica una educación al usuario para la separación selectiva de sus desechos; sin embargo, el relleno sanitario sólo admite desechos orgánicos de rápida descomposición (ésto excluye al plástico); enterrar 'basura' genera lixiviados que contaminan gravemente los acuíferos, incidiendo así, negativamente en el uso racional del agua. De ahí el dicho ecologista de que "para la basura no hay lugar"

3) Contrariamente a la posición predominante en sectores gubernamentales y académicos, la separación selectiva de los desechos a nivel de la vivienda, es socialmente viable en México, con una promoción adecuada. El problema estriba en que esta acción queda aislada, sin seguimiento alguno, sin cerrar un ciclo sistémico que beneficie al individuo y a la sociedad; al igual que permaneces aisladas legislaciones punitivas para quién use agua potable para regar, o incentivos fiscales para quién recicle al agua. Separar desechos líquidos y sólidos genera necesidades de producción: en qué uso el agua que filtro, qué hago con el abono que produzco, a dónde llevo los costales de botellas de vidrio que he separado? No tenemos respuestas operativas y prácticas a estos cuestionamiento cotidianos; y nó las tendremos a menos que descentralicemos tratamientos e interrelacionemos diversos sectores de la economía local.

4) La calidad de los desechos recuperables es fundamental para permitir su reciclaje (el costo de limpiar el plástico representa el 40% del costo de su reciclaje). La calidad de los productos resultantes del reciclaje depende de la práctica doméstica, pretendiéndose que tanto el agua como los desechos sólidos sean percibidos como INSUMOS de un proceso posterior, evitando prácticas de desperdicio.

5) La educación ambiental presenta graves deficiencias en los 3 sectores investigados; el grado de conciencia hacia el medio ambiente no parece estar relacionado ni con los recursos económicos, ni con el nivel educativo del usuario. El parámetro crítico que permite un desarrollo de dicha conciencia ecológica es la voluntad de transformación, incentivada por una coyuntura política reivindicativa.

Conclusiones Particulares: 1) Desde el punto de vista técnico, la investigación aportó cambios importantes en el diseño, tanto en el organigrama de flujos al interior del SIRDO, como a nivel de detalles constructivos. Estos cambios fueron implementados en forma provisional, en la unidad SIRDO-DZ-100 (Los Duraznos, Tepepan) habiéndose realizado series de análisis (antes y después) tanto físico-químicos como bacteriológicos. Se ha generado así un diseño mejorado del SIRDO, del cual se construyó una unidad SIRDO-145 en el Condominio Las Joyas de Tepepan; su monitoreo deberá concluir en Enero 1992. Al mismo tiempo, se ha caracterizado el procedimiento bio-químico y los límites en que opera, determinando rangos probables de la calidad de los productos resultantes.

2) Desde el punto de vista social, se ha instrumentalizado una metodología que parte de la conceptualización de que la comunidad NO ES HOMOGÉNEA; muy por el contrario, presenta grados de heterogeneidad en sus dimensiones físicas, eco-sociales y psico-sociales. El método de capacitación para la planeación participativa parte de la identificación del QUIEN se va a sensibilizar y PARA QUE. No se pretende lograr la participación activa de toda la comunidad; esta expectativa es ilusoria y nó responde a la realidad social de ninguno de los casos estudiados. Toda comunidad que inicie su transformación hacia una conciencia ecológica, atravesará sin duda por etapas de transición. Lo importante es consolidar económicamente situaciones 'puente entre la rea

lidad ACTUAL y la IDEAL. Por lo tanto, lo que se pretende através de esta metodología es, definir y planificar en el tiempo, ACCIONES SOCIALES DIRIGIDAS (ASD) al grupo idóneo que optimice ingresos capaces de con solidar la actividad económica/productiva generadora de empleos en la comunidad, y que represente un avance a nivel del saneamiento ambiental. Para poder llevar a cabo dicha ASD que conduzca a la viabilidad económica y social de micro-empresas locales, se requiere CARACTERIZAR a grupos dentro de la comunidad, los cuales presenten un comportamiento homogéneo con relación a sus desechos; dicha caracterización parte de la re-construcción histórica de la comunidad y conlleva a establecer TIPOLOGIAS de usuarios con relación a parámetros socio-económicos, físicos y psico-sociales; identificando hipótesis sobre cómo cada tipología puede reaccionar a tal o cual ASD, según sus características. En las 3 comunidades investigadas se logró identificar las tipologías claves para generar un proceso viable, social y económicamente, en la situación de transición presente; determinando qué y cómo producir para obtener el máximo ingreso con el mínimo egreso, para consolidar así, micro-empresas a manera de punta de lanza del proceso de saneamiento ambiental.

3) Desde el punto de vista económico, se desarrollaron varios ESCENARIOS con base en los datos registrados en la investigación. Las características de los desechos facilita u obstaculiza uno u otro esquema de micro-empresa, diferenciando las posibilidades en las 3 comunidades estudiadas. La continuidad de un proceso social de saneamiento ambiental requiere articular un proyecto económico viable que incentive al usuario a la separación de sus desechos sólidos y al uso racional del agua. En el caso concreto de Tres Marías, los estudios de pre-factibilidad se desarrollaron en forma de 5 escenarios, variando entre la situación IDEAL lograda con la población Muestra, y la actual, registrada en el resto del poblado; habiéndose logrado establecer una viabilidad para una micro-empresa operadora de 2 unidades SIRDO para servir a 2 tipologías de usuarios, cuyo comportamiento fué colaborativo; generando 8 empleos permanentes y logrando una relación costo/beneficio similar a la del escenario Ideal, pero socialmente viable en este coyuntura. Esta micro-empresa operadora estaría proporcionando biofertilizante para otra micro-empresa colateral generadora de hortalizas orgánicas para dar servicio al sector turístico del poblado que ocupa a gran parte de la población en restaurantes y puestos de quesadilleras. De esta forma se cierra un ciclo a nivel de la economía local. Ambas micro-empresas articulan un PUENTE entre la situación actual y la ideal; sin este puente, nada se puede consolidar en términos de una continuidad, indispensable para generar una transformación de conciencia que abra el camino de una nueva cultura. La clave de esta metodología es DESAGREGAR y PLANIFICAR el cambio social, articulando lo técnico con lo económico y social. Detectar en dónde están las fisuras de un sistema de valores obsoleto que ya no es ecológicamente viable, y generar nuevas actitudes basadas en un proyecto económico que retroalimente verdaderas necesidades sociales.

REFERENCIAS

- Cairncross, F. (1991), Costing the Earth, Economist Books, U.K.
Castillo Bertier, H., Merino, H. & Tudela, F. (1989), Servicios Urbanos, Gestión Local y Medio Ambiente, El Colegio de México.
The Economist (1990), The Charm of green money, Trading places, Peerson Ltd., U.K.
Harper, P. (1976), Radical Technology, Wildwood Ho. Edit., U.K.

EVALUACION DE FILTROS DE CANTERA CAFE COMO POTABILIZADORES DE AGUA EN ZONAS RURALES

ANA MARIA SANDOVAL VILLASANA INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA AV. SAN BERNABE # 549, COL SAN JERONIMO LIDICE. MEXICO, D.F.

RESUMEN

La falta de servicios de agua potable y saneamiento ambiental en el medio rural es crítico, estimándose que casi el 65% de la población rural carece de agua potable y que más del 80% carece de alcantarillado; situación que propicia la contaminación de las diversas fuentes de abastecimiento y el habitat afectando, por ende, a la población rural. Por todo lo anterior y dada la necesidad de mejorar la calidad bajo condiciones económicas limitadas, y dada la baja disponibilidad de recursos técnicos, motivó la experimentación y aplicación de filtros de cantera en el medio rural, con el fin de poder disminuir y/o eliminar la concentración de enterobacterias y patógenas y los riesgos a la salud que conlleva el consumo de agua cruda de fuentes de abastecimiento de uso múltiple.

Por ello, en esta investigación se determinó la eficiencia operativa del dispositivo, basándose en el porcentaje de remoción que sufren los microorganismos de los grupos Coliforme y Patógenos, empleando para ello métodos analíticos; aún no validados, desarrollados en el área de microbiología de la Subcoordinación de Calidad del Agua, IMTA.

INTRODUCCION

El área de estudio se ubica en la zona Pujal-Coy localizada en los estados de Tamps. y S.L.P., su extensión geográfica abarca una superficie aproximada de 332 000 ha en donde se distribuyen ejidos (cuadro 1) que en su mayoría no tienen los servicios fundamentales: sistemas de distribución de agua potable y drenaje. Esto contribuye a ocasionar serios problemas para la salud de la población ahí sentada, principalmente en la diseminación de estos microorganismos patógenos de origen intestinal.

Aunado a esto, y para agravar la situación están las altas temperaturas ambientales registradas en la zona. Asimismo, la deficiente higiene de los residentes de la zona y la escasez de agua de buena calidad, en ciertas regiones y épocas del año, coadyuvan a empeorar la situación. De tal suerte, que algunas comunidades rurales de la región, en época de estiaje, compiten con el ganado por el uso del agua.

DESARROLLO DEL TEMA

La primera etapa del estudio consistió en el levantamiento de información sanitaria y bacteriológica de algunas fuentes de abastecimiento de la zona, selección aleatoria de las comunidades para la evaluación de los dispositivos filtrantes, así como la composición mineralógica del mismo.

Se realizaron cinco muestreos, en el afluente y efluente del filtro de cantera acorde a la metodología descrita en el "Manual de técnicas de muestreo y determinación de analíticas de campo" y Métodos Estandar.

Las técnicas empleadas para la cuantificación de indicadores tradicionales de contaminación bacteriológica y microorganismos patógenos se realizaron conforme a las técnicas que se describen a continuación.

Análisis cualitativo de bacterias patógenas.

Para la determinación de estos microorganismos es necesario manejar volúmenes relativamente grandes de muestra, debido a que se encuentran en pequeñas cantidades.

El método cualitativo utilizado consiste en una técnica de concentración con el empleo de filtro de membrana, enriquecimiento, aislamiento, identificación mediante pruebas bioquímicas y confirmación serológica.

La etapa inicial del procedimiento analítico, consistió en colocar una membrana estéril de 0.45 m sobre la malla del portafiltros. Posteriormente se filtraron 500 ml de muestra bajo vacío parcial. Al matraz erlenmeyer con la membrana en que se concentraron los microorganismos de la muestra se le añadieron 100 ml de caldo nutritivo. Incubándose a una temperatura de 37° c durante 24 horas.

Posteriormente a este período de incubación se transfirió un volumen determinado de esta muestra incubada llevándose a 100 ml con el empleo de caldos de selenito y tetrionato respectivamente. Incubándose a una temperatura de 44° c durante 24 horas.

Transcurrido el tiempo de incubación se llevó a cabo una resiembra en placas con cuatro diferentes medios selectivos: Agar Salmonella-Shigella, Agar Sulfito-Bismuto, Agar Verde brillante y Agar

Levine con Eosina y Azul de metileno. El período de incubación para estos medios es de 24 horas a 37°c .

Las colonias típicas se sembraron en tubos de ensayo que contenían agar nutritivo. Incubándose durante 24 horas a una temperatura de 37°c para posteriormente realizar las pruebas bioquímicas correspondientes con el objeto de identificar el género y la especie de los organismos patógenos.

1) Primera serie de prueba bioquímica. Se empleó el caldo urea, aquéllos cultivos en los que se obtuvieron resultados positivos a este medio fueron eliminados inmediatamente.

2) Segunda serie de prueba bioquímica. La misma, consistió en: LIA, CITRATO, CALDO GLUCOSA, CALDO MANITOL, MALONATO Y FENILALANINA.

Pruebas serológica, esta prueba se realizó en aquellos cultivos puros presuntivos, de ser Salmonella, en base a sus antígenos somáticos "O" los cuales se identificaron por medio de la prueba de aglutinación en portaobjetos excavados. Se utilizó el antisuero S-1.

Análisis cuantitativo de bacterias patógenas.

El método utiliza caldo sulfito m-bismuto y el procedimiento es por filtro de membrana para concentración de bacterias con muestras bajas en contenido de materia orgánica y partículas materiales. Para analizar este tipo de agua se filtró a través de una membrana, la cual se colocó sobre una almohadilla absorbente saturada con el medio. Incubándose 24 horas. Posteriormente se realizó el conteo de colonias. Los resultados se expresan como UFC/volumen filtrado.

Técnica por filtro de membrana.

Permite cuantificar el número de bacterias coliformes y estreptococos en un volumen dado de muestra, a través de una membrana. Las bacterias quedan retenidas en la superficie de la membrana hacia arriba con un medio selectivo adecuado.

Análisis de coliformes totales.

El volumen apropiado de la muestra es aquel que permita el crecimiento de 20 a 80 coliformes totales por membrana.

La muestra se filtra bajo vacío parcial, colocando la membrana saturada de la muestra en una caja petri. que contenga caldo M-ENDO sobre un cojín absorbente estéril. Incubar la caja en posición invertida a 35 ± 0.5°c durante 22 a 24 horas. Posteriormente realizar el conteo de colonias.

Análisis de Coliformes fecales.

El volumen apropiado de la muestra es aquel que permita el crecimiento de 20 a 60 colonias de coliformes fecales por membrana. En la filtración de la muestra se debe proceder como se indicó en la determinación de coliformes totales. Incubar a 40.5 0.2°c, con 100% de humedad, durante 24 + 2 horas. Realizar posteriormente el conteo de colonias.

Análisis de Estreptococos fecales.

El volumen recomendado de la muestra, es aquel que permita el crecimiento de 20 a 100 colonias en cada membrana.

La filtración se procede como en el análisis de coliformes fecales. Colocar la membrana saturada de muestra sobre el agar KF Estreptococos, tapar la caja e incubar en posición invertida a 35 0.5°c durante 48 horas. Las colonias típicas de esteptococos fecales presentan un color rojo obscuro a rosa.

Análisis de filtro.

Respecto al análisis mineralógico se obtuvo lo siguiente:

El material es vítreo amorfo, isotrópico (1) en un 80% (material piroclástico poroso, se encuentra dentro de los DACITAS). Del análisis de su estructura mediante un microscopio electrónico, tomadas en lámina de cantera delgada, se determinó que el tamaño promedio de los poros varía de 10 a 15 u. También, se determinó la velocidad de filtración del agua, en el laboratorio, como de 80 gotas por minuto (4 ml/min).

El análisis petrográfico o litológico de una muestra o pedazo de un filtro de piedra café indica que esta tiene una coloración rosácea. La roca es altamente deleznable y contiene de un 15 a un 20% de inclusiones, la mayoría de las cuales consisten en fragmentos de pomez que varían en tamaño desde unos cuantos mm hasta dos cm de longitud.

La composición química de una muestra de dicha cantera es la siguiente:

FORMULA

DISCUSION DE RESULTADOS

Los resultados bacteriológicos obtenidos y concentrados en la Tabla No. 2 nos permiten señalar que la eficiencia de remoción promedio para Coliformes Totales es del 90.96% para Coliformes fecales de 94.11% y del 8.16% para los estreptococos Fecales, para el caso de Salmonella typhi fué del 93.3 por ciento. El valor más alto (100%) se obtuvo en el dispositivo localizado en el Centro de Comunicación Rural y en el menor de ellos en el ejido Nuevo Unión.

Asimismo, se obtuvieron densidades relativamente bajas, en el afluente de 0 a 16 col/100 ml de Coliformes totales (Centro de Comunicación Rural y ejido La Ceiba, respectivamente).

El valor moderadamente elevado de *Estreptococos Fecales* sugiere una aportación reciente de materia fecal en la fuente de abastecimiento.

La calidad del agua filtrada permite estimar que aunque la remoción obtenida para Coliformes Fecales es buena, no elimina completamente el riesgo inherente de problemas de salud, además de que esto es confirmado por la presencia de *Salmonella Typhi* en el efluente del filtro de cantera.

La eficiencia de remoción del dispositivo filtrante para el caso de *Salmonella typhi* indica que es necesario modificar en unos casos las fuentes de abastecimiento y en otros debe combinarse el criterio de operación del filtro de cantera, a fin de que se incremente la eficiencia del dispositivo filtrante.

El valor numérico de la relación existente que oscila entre 0.020 y 0.678 entre los Coliformes Fecales y los *estreptococos fecales* nos indican una contaminación derivada predominantemente de desechos de ganado o aves, aunque la presencia de *Salmonella typhi* confirma la contaminación de origen intestinal.

La relación entre Coliformes Fecales/*Estreptococos Fecales* nos indica que la mayor parte de la contaminación es de origen animal y que está presente en grandes cantidades debido a que éste tipo de bacterias sobrevive menos tiempo que los Coliformes Fecales.

En zona es particularmente sensible a la presencia de *Salmonella typhi*, dado el extenso uso de letrinas como dispositivos receptores de excretas y su deficiente construcción, operación y mantenimiento. Esto permite que en época de lluvias, las letrinas se llenen de agua y rebosen, alrededor de ellas. Eventualmente, estas pueden llegar a parar a las fuentes de abastecimiento de agua utilizadas para consumo humano y animal. Esto explica la fuerte incidencia de parasitosis y enfermedades gastrointestinales en la zona.

CONCLUSIONES

La discusión de resultados anteriormente descrita, permite inferir lo siguiente:

La calidad del agua filtrada permite estimar que aunque la remoción obtenida para coliformes fecales es buena, no elimina completamente el riesgo inherente de problemas de salud, además esto es confirmado por la presencia de *Salmonella typhi* en el afluente.

Pese a ello, la utilización de estos filtros, es una de las pocas opciones reales y probadas que se cuenta actualmente para mejorar la calidad del agua, y por ende la calidad de vida, en el medio rural.

Y el saneamiento ambiental del medio rural y la cuidadosa selección y protección de la fuente de abastecimiento de agua para consumo humano, son medidas inmediatas que permitirían mejorar la calidad del agua.

Los valores moderadamente elevados de los *estreptococos fecales* encontrados en los influentes, nos indica que hay una aportación reciente de materia fecal animal en la fuente de abastecimiento.

La cuantificación de indicadores patógenos como *Salmonella* es de importancia sanitaria ya que podría ser asumida como guías para limitar los riesgos a la salud que resulten del consumo de agua no potabilizada.

A pesar de que los filtros de cantera estudiados utilizaron una gran variedad de fuentes de abastecimiento de agua (i.e. presa o jagüey, río, pozo, noria y manantial), estos presentaron una positiva reducción de riesgos a la salud, que pueden mejorar sensiblemente si se le proporciona adecuada protección ambiental a las fuentes de agua y un satisfactorio manejo del agua.

En síntesis, el empleo en el medio rural del dispositivo filtrante es una de las mejores opciones que perfeccionada permite mejorar la calidad del agua utilizada para consumo humano.

BIBLIOGRAFIA

American Public Association. (1980) Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, Washington.

American Water Works Association. (1975) Simplified procedures for water Examination, Denver.

Davis b.d. Dulbeco R. (1972) Tratado de Microbiología. España

Dutka B.J. (1973) Coliforms are an inadequate Index of Water Quality. Canada: Journal of Environmental Health J.E.H. vol. 36.

Dutka. B.J. and Bell, J.B. (1973) Isolation of salmonellae from Moderately Polluted Waters. Usa Journal WFFC; vol. 31, 2.316-324.

Edwing E. Geldrich. (1979) Microbiology of water. USA Journal WFFC, vol. 51, 6, 1721-1725.

Feachen, R.G., D.J. Bradley, H. Garaleck. (1983) Sanitation and Disease. Health Aspects of Excreta and Wasterwater Management. New York: World Bank, John Wiley and Sons.

Methods for microbiological. (1984) Analysis of Waters. Waters and sediments: Burlington, Ontario: Scientifica Operations Division, Canada Centre for Inlans Waters.

World Health Organization (1984) Guidelines for Drinking-Water Quality. Geneva: Volume I-Recommendation WHO.

World Health Organization. (1984) Guidelines for Drinking-water Quality. Geneva:Volume II - Health Criteria and Other Supporting Information. Who.

World Health Organization. Aspectos Microbiológicos; Cap. 2, 1985, 18-26.

Tabla No 1. Descripción de los puntos de muestro de la zona Pujal-Coy.

PUNTO DE MUESTRO	CONDICIONES OPERACION DEL FILTRO	DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO	DE SUMINISTRO DE AGUA	OBSERVACIONES
Nuevo Unión	Buenas.	Manantial que es el nacimiento del río Sta. Clara.	Red de distribución	El manantial se emplea además como abrevadero y el agua presenta un color verde y turbiedad.
Los Olímpicos	Falta mueble, el agua filtrada se recibe en cubeta sin tapa.	Manantiales.	Red de distribución mal diseñada.	Sin obra de protección al manantial. El agua es ingnora e insabora y cristalina.
La Ceiba	Al mueble le falta la tapa, la llave y tela	Noria.	Acarreo personal.	Ocasionalmente se emplea como abrevadero.
Los Mustecas	Falta la tapa del filtro, la sustituye con plástico.	Río Tampaón	Red de distribución a tomas públicas que solamente funcionan por las tardes.	El agua captada sufre un proceso de filtración mediante filtro de arena tipo laguna.
V. Carranza	Carece de todo, el filtro lo tapa con plástico.	Noria y/o press.	Acarreo personal.	La noria se emplea únicamente para consumo humano la misma se recarga en época de estiaje con agua acarreada en pipas.
Centro de Comunicación Rural	Buenas.	Noria y/o río		

Tabla No 2. Resultados bacteriológicos de las muestras correspondientes al muestro.

PUNTO DE MUESTRO	<u>Salmonella typhi</u> (No. org/100 ml)	Coliformes totales (No. org/100 ml)	Coliformes fecales (No. org/100 ml)	Estreptococos fecales (No. org/100 ml)	Relación CF/CF
Afj. Nuevo Unión	15	84	17	49	.340
Efj. Nuevo Unión	1	16	1	45	.020
Afj. Los Olímpicos	137	Confluyente	81	978	.082
Efj. Los Olímpicos	2	Confluyente	44	248	.183
Afj. La Ceiba	105	Confluyente	284	627	.045
Efj. La Ceiba	8	Confluyente	52	509	.102
Afj. Los Mustecas	22	Confluyente	131	193	.678
Efj. Los Mustecas	4	Confluyente	69	47	1.468
Afj. V. Carranza	12	Confluyente	8	Confluyente	
Efj. V. Carranza	2	Confluyente	0	551	
Afj. CCR	2	18	0	0	
Efj. CCR	0	0	0	0	

"SPRINKLER AND DRIP IRRIGATION SYSTEM" FOR EFFICIENT WATER USE: EMPERICAL EVIDENCE FROM KARNATAKA, SOUTH INDIA.

K.S. Arun Kumar, Nagaraj, Ramesh. Y.S., Lalith. A. R. Ramanna.

ABSTRACT

Growing demand for water for various purposes including industries and domestic use has made water more scarce and expensive especially for agricultural purposes. The world water use figures (FAO, 1977) suggests that water use for agriculture is expected to go down from 80 per cent in 1967 to a projected 53 per cent by 2000 A.D. In India also, agriculture takes major share of water at present accounting for 85-90 per cent of the total water use. However, this is likely to come down to about 75 per cent or less in the next 30-40 years (NCA, 1976). Further the quality of water available for agriculture is also getting lower due to industrial pollution of water. Thus, with reduced availability of water for irrigation, efforts have to be made to utilize the available resources more efficiently.

Study on the economic of sprinkler irrigation has clearly indicated that the installation of sprinklers on the farms not only improved the water use efficiency but also added to the net irrigated area and has thus enhanced the cropping intensity on the farms.

Drip irrigation system utilising a net work of plastic pipes resulted in very high water efficiency on coconut farms, utilising the existing well as the source of water. Installation of drip not only resulted in a net saving of Rs.4,625/- per ha. also resulted in a minimum increase of 15 nuts per tree. An added advantage was that a centpercent increase in the area irrigated could be accomplished which further testifies the high water use efficiency.

INTRODUCTION

Growing demand for water for various purposes including industries and domestic use has made water more scarce and expensive especially for agricultural purposes. The world water use figures as estimated by FAO (1977) suggest that water use for agriculture is expected to go down from 80 per cent in 1967 to a projected 53 per cent by 2000 A.D. In India also, agriculture takes major share of water at present accounting to 85-90 per cent of the total water use. However, this figure is likely to come down to about 75 per cent or less in the next 30 to 40 years (NCA, 1976). Further, the quality of water available for agriculture is also getting lower due to industrial pollution of water. Thus, with reduced availability of water for irrigation, efforts have to be made to utilize the available resources efficiently.

Agriculture being the backbone of Indian economy, irrigation plays an important role in maintaining high yield level and stability of production. Out of the total 172 million hectares of gross cultivated area, only 40 per cent of it is irrigated (60-70 m.ha) and it is projected by National Commission on Agriculture (1976) that by 2025 A.D. it is possible to increase the area under cultivation to about 210 m. ha and maximum potential area under cultivation to about 210 mha. However, by adoption of efficient irrigation management practices, this figure can go up.

Use of plastics in irrigation, and water management have proved to be a boon to increased water use efficiency decreased water loggin and soil salinity. Prudent application of advance methods of irrigation, viz., drip and sprinkler irrigation hast made possible the utilisation of scarce water resources most beneficially in the desert, arid and semi arid regions.

The present study is an attempt to critically analyse and appraise the sprinkler and the drip methods of irrigation, its efficiency of water use, for crops in Karnataka, Sout India.

Three phases can be identified in India's agricultural evolution beginning with the starting of this century. The first phase from 1900 to 1947 was market by a near stagnation in farming. The second phase (1950 to 1980) was marked by considerable advances in the process of modernisation of agriculture due to a) Technologies based on scientific research, b) Wide range of supplies and services, c) Increasing areas under irrigation and d) Public policies in land reforms,

pricing, procurement and distribution. As an outcome, agricultural production grew at 2.8 per cent between 67-68 to 78-79. The third phase has begun in the eighties*1.

In time with planned objectives the maximization of benefits in the agricultural sector calls for optimum allocation of scarce resources which starts with timely availability of adequate quantity of irrigation water, maximisation of benefits from fertilizer application, plant protection, safe storage of food grains, etc. This calls for modern inputs which would help in optimum utilization of available resources at the farmer's command.

1* Source/ Sixth five year plan, 1980-85, Govt. of India.

DEVELOPMENT AND MANAGEMENT OF WATER RESOURCES

Water suitable for human consumption, livestock and irrigation is limited. Precipitation and ground water are the only sources of all fresh water and it varies from place to place, season to season and year to year. There is an urgent need to scientifically manage our water resources to meet our future demands. Annual rainfall is our only source of fresh water supply and the quantum of surface flow has been estimated to vary from 144 million ha. mt. per annum.

Plastics materials have inherent blend of properties, which render them one of the most useful agricultural inputs which go a long way in water conservation, conveyance and management, plant growth, plant protection, food grain storage, packaging of agricultural produce, where more and more conventional materials are being replaced by plastic materials. Plastics have one of its major applications in irrigation and water management areas. Plastics being corrosion proof, flexible and practically impermeable to moisture, can be deployed for lining of conveyance systems, tubings for water conveyance, land reclamation, mulching and storage, and pond lining, which together have added to the efficiency of water use.

PROJECTED DEMAND FOR WATER (2000 AD (Million ha.mtrs)

Type of resource	Utiliza-ble resource of water	Projected demand 2000 AD		
		Irriga-tion	Other uses	Total
Surface water (Major,medium & minor schemes)	66.6	45.6	34.4 to 9.8	49.0 to 55.4
Ground water	20.4	21.0	4.5 to 6.5	25.5 to 27.5

Most of the surface water runs into the sea. The maximum utilizable water resources has been estimated (Irrigation Commission). at;

Surface water:66.6 m. ha. mtrs.

Ground water:20.4 m. ha. mtrs.

Total87.0 m. ha. mtrs.

It is therefore of utmost importance that water resources are conserved preserved and prudently used. During the sixth plan (1980-85) highest priority was given to improvement of productivity per unit of water in the areas already covered with the irrigation.

ECONOMIC AND EMPIRICAL FRAMEWORK

a) Cropping pattern and cropping intensity on the farms

A large proportion of the area under irrigation on all the sample farms was devoted to cultivation of commercial crops such as groundnut and varalakshmi cotton. Again this proportion farms. Thus on the SBW and SOW farms these proportions were 55.31 and 54.85 per cent respectively. While on the NSBW farm it was only 43.25 per cent. Other miscellaneous crops such as hybrid jowar, maize, rabi wheat covered a major area on the NSBW farms. It may be noted that among the borewell farms, the cropping intensity was 136 on sprinkler farms, while it was only 117.5 on the non-sprinkler farms. Thus it was observed that not only was the net irrigated area high on the SBW farms compared to NSBW farms but also the cropping intensity was higher. In the case of the SOW farms, however, the cropping intensity was far less because of limited water availability, during rabi and summer seasons.

Table-1
Average yield of major crops (Qtls.per hectare)

Crops (Hectares)	SBW	NSBW	SOW
Groundnut	41.46	19.91	34.42
Hybrid jowar	40.38	36.64	21.49
Cotton (Varalakshmi)	23.16	19.47	20.57

Plastic film has been successfully used in several irrigation projects in the country as a lining material. There is a great potential for introduction of plastics film lining (whose economics and efficacy has been provided in USA and USSR) in the major and medium irrigation projects all over the country. Use of plastics film lining has offered several advantages: Seepage losses would be almost totally prevented, considerable cost saving due to reduction in section of brick or concrete lining, better strenght recovery of masonry as well as concrete.

On the SOW farms the average yield levels were higher for groundnut and cotton as compared to non-sprinkler farms, as could be observed from (Table 2). Comparison of the sprinkler farms between bore and open well showed higher yield levels for generally observed higher yield levels for groundnut and jowar on sprinkler borewell farms. However the generally observed higher yield levels on sprinkler farms cannot be attributed solely to the relative advantage of the oberhead irrigation. Higher levels of phosphatic and potassic fertilizer as well as farm yard manure use was observed on sprinkler farms as compated to non-sprinkler farms.

Cost Structure on SBW, NSBW and SOW farms

Total operational cost per farm amounted to Rs. 18459.72 on SBW farms as compared to Rs. 15931.17 on NSBW farms. Human labour was the single major cost item accounting for nearly 30.47 per cent (Rs.5119.71) of the total operational cost of SBW farms followed by farm yard manure and fertilizer accounting for 31.54 per cent (Rs.5300.55) of the total operational cost. In comparison, on the NSBW farms also Human labour was the single major item of NSBW cost accounting for 23.24 per cent (Rs.3702.70) followed by fertilizer which accounted for 19.13 per cent (Rs.3047.12) of the total operational cost. On SOW farms the total operational cost amounted to Rs.8185.64.

Table-2

Cost structure on sprinkler farms (under bore and open well) and non-sprinkler farms (under bore well) in Karnataka

Costs	SBW	NSBW	SOW
a) Operational cost:	16781.57	14482.38	8350.59
Interest on operational cost	1678.16	1448.23	835.05
Total operational cost	18459.73	15931.16	9185.64
b) Fixed cost:			
Depreciation	2499.02	892.38	1749.38
Interest on Operational cost	4291.38	2411.08	3337.99
Total annual cost	25250.13	19233.52	16527.23
Gross returns	42460.52	30212.32	25500.46
Net returns	17210.40	10976.80	8973.23

Gross returns from sprinkler farms under bore well amounted to Rs. 42460.52 per farm as compared to Rs. 30212.32 on non-sprinkler bore well farms.

Resource use

a) Fertilizers and farm yard manure

Fertilizer use (Nitrogen and Phosphate) per ha of irrigated land was comparatively higher on sprinkler farms as compared to non-sprinkler farms under bore well. However, potassium nutrient use per ha was higher by 40.74 per cent on SBW farms as compared to NSBW farms.

Between sprinkler bore well and sprinkler open well farms discernible difference was observed in phosphate and potash nutrient use per ha of irrigated land and phosphate in take was two times on the SBW farms as compared to SOW farms.

Thus the above discussion strengthen the evidence that "sprinkler irrigation system" brings in efficient use of water, which has resulted in increase in intensity, as observed through an increase in the gross irrigated area on the farms.

TABLA

The other area with "Irrigation infrastructure" where in water saving/efficient use of water can be achieved are a) Through pond/reservoir lining for which priority was given (during 6th five year plan) to minimising water at storage/diversion point and it laid emphasis on increasing agricultural production in dry land/rainfed arable lands. The outlay under IRDP during the period 1980-85 was Rs.750 crores followed by DPAP under which 350 crores followed by DPAP under which 350 crores was allotted for 557 blocks spread over 75 districts.

b) Canal lining

Canal lining is an established application in the country. Heavy duty LDPE film which would be most suitably adopted for the lining of canals and reservoirs is being manufactured in the country by several processors. Thungabhadra left Bank Canal lining in Karnataka, 1967; Amaravathi main canal of Tamilnadu; Khadakwala canal lining (1979); are some of the several lining works completed successfully in Indian and have proved to conserve water from seepage and percolation losses.

Drip Irrigation

The increasing cost of irrigation systems and the desire to conserve water has stimulated the interest in drip irrigation. Mayers (1977) studying the functional performance of irrigation systems for orchard crops in Florida over a four year period have made similar generalisations and indicate the advantage of drip irrigation to conserve water.

The commercial application of trickle/drip irrigation originated in an area of the world where much of water and land was of a poor quality. A great deal of consideration has been given to the interaction of these two factors by the people concerned with the adaptability and potential of drip irrigation in the last decade.

The application of water to the soil at a very low rate (2 to 10 ltrs/hr.) through small outlets (trickle or emitters) is known as drip, trickle irrigation. Water supplied to the drippers through polythene pipes (12 to 16 mm dia), laid along rows of crops so that the dripper discharges on to the soil in the immediate vicinity of the crop stems and roots. The water is supplied under low pressure. The system is very economical in water use and highly suitable for light, controlled irrigation applications (FAO, 1973).

Use of drip irrigation system utilises a network of plastics pipes for conveyance of irrigation water from the source upto the plant root zone would result in very high water use efficiency. Research study conducted on "economics of drip irrigation (Nagaraj et. al. 1988) for coconut plantation has demonstrated the efficiency with which the existing water source can be exploited the efficiency with which the existing water source can be exploited by the use of drip irrigation efficiently (with the existing well). The study indicated that installation of drip, not only resulted in a net saving of Rs.4626/- per hectare, but also resulted in a minimum increase of 15 nuts per tree. An added advantage was that a cent per cent increase in the area irrigated could be accomplished which further adds to the advantage of drip irrigation. According to Shivanappan (1987) the total cost of drip irrigation per hectare amounts to Rs.9,400/- at Coimbatore.

REFERENCES

Arun Kumar, K.S., R. Ramanna (1981). Economics of Sprinkler Irrigation in Karnataka. Report Univ. of Agri. Sciences, Bangalore.

Food and Agriculture Organisation (1977), Report, Rome.

Nagaraj, N.P. Narayanaswami and Lalith Achoth, Economics of Drip Irrigation for Coconut Plantation-A case study, 1988, Vol: XIX No. 8. Coconut Journal.

National Committee on the Use of Plastics in Agriculture: The use of plastics in Agriculture, First Report, 1982, Govt. of India.

Sivanappan, R.K. et.al., 1987. Drip Irrigation, Keerthi Pub. House.

Vasanth Kumar, 1986. Drip Irrigation on Farms in Karnataka. Unpublished ph.D., Thesis, Dept. of Agronomy, University of Agril. Science, Bangalore.

Meyers, J.M. 1977. Functional performance of irrigation systems for orchard crops in Florida, Proc. Flor. state Hort. Soc.90:285-290.

TABLE 2
YEARLY EXPENSES INCURRED ON COCONUT PLANTATION

Particulars	Before drip irrigation		After drip irrigation	
	Man-days	Value (Rs.)	Man-days	Value (Rs.)
1. For ploughing @ Rs. 15 m. d.	25	375	—	—
2. Opening of furrows @ Rs. 10/m. d.	100	1000	—	—
3. Preparation of basins @ Rs. 10/m. d.	100	1000	75	750
4. Removal of weeds @ Rs. 10/m. d.	200	2000	50	500
5. Fertilizer application	25	250	25	250
6. Irrigation	300	3000	50	500
7. Cleaning of emitters	—	—	100	1000
8. Electricity cost for running a 5 HP pump/annum @ Rs. 70/H. P.	—	350	—	350
Total	750	7975	300	3350

Note: m. d. = Man-days, H. P. = Horse Power.

TABLE 3
Yield and returns before and after installation of drip per hectare

	Before	After
Number of nuts	6350	7500
Returns @ Rs. 2.50 per nut	15625	18750
Area irrigated in hectares	2	4

The additional returns obtained from drip irrigated plantation can be glanced from Table 3. The

TABLE 4
PARTIAL BUDGET ANALYSIS

Debit	(Rs)	Credit	(Rs)
1. Additional investment on drip (apportioned cost of drip)	2121.00	Reduction in cost (saving of 400 man-days @ Rs. 10/m. d.	4000.00
2. Decrease in returns	Nil	Increase in returns (1500 nuts/he. @ Rs. 2.50/nut)	4687.00
Total	A: 2121.00		B: 8687.00

Net change (B - A) = 8687 - 2121 = 6566

Título Ponencia: "Agua entubada para Consumo Humano, con participación comunitaria en áreas rurales pobres".

Autor: UNICEF - México
Matias Núñez
Paseo de la Reforma # 645
Lomas de Chapultepec
Deleg. Miguel Hidalgo
México, D. F.
C.P. 11000

Resumen:

El Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia, en adelante UNICEF, viene desarrollando en México desde varios años a la fecha, planes y proyectos de "Agua entubada para el Consumo Humano" en regiones rurales-pobres de los Estados de Chiapas, Tabasco, Oaxaca y Guerrero logrando beneficiar hasta ahora a más de 180,000 habitantes de comunidades de los estados antes citados.

Los objetivos de UNICEF en este accionar, son varios como se podrán observar en el texto, pero uno de los prioritarios, es lograr dar un abasto de agua para consumo humano suficiente a la comunidad a beneficiar, así como el de mejorar el saneamiento básico de las comunidades, elementos y componentes indispensables de "Atención Primaria de Salud" y poder obtener así, buenos resultados en el futuro de "Salud para todos en el año 2000".

Es necesario dejar establecido que tanto las metas logradas por UNICEF especialmente en sus bajos costos en la construcción de estos sistemas de agua, dista mucho con los costos usualmente presentados; sus objetivos, metas y costos, están sustentados en la metodología desarrollada por UNICEF, reconocida y aprobada por los Gobiernos Estatales y las organizaciones comunitarias de comunidades beneficiadas.

1. INTRODUCCION.

En México, el 24% de la población carece de acceso al agua potable y la mitad de la misma no tiene ningún tipo de conexión al alcantarillado. En el área rural, el problema presenta características más agudas, pues 51% de su población carece de agua para el consumo humano y 88% de eliminación

de excretas. Estas carencias, sin embargo, son particularmente más graves en las zonas rurales con menos de 500 habitantes, donde su dispersión, dificultades de acceso y condiciones topográficas, hacen sumamente costosa la provisión de servicios convencionales; un ejemplo de esto, se puede apreciar en las zonas de Oaxaca, Chiapas y Guerrero.

Ambos servicios, como es sabido, son elementos esenciales para asegurar la salud de la población y para aminorar los padecimientos que impone la pobreza. Muchas enfermedades diarreicas e infecto-contagiosas -que se responden con altos índices de mortalidad- se deben a la falta de dichos servicios o a las deficiencias en su prestación. A ello se debe adjuntar la aparición de perniciosos efectos sociales y económicos, tales como el fatigoso trabajo y la pérdida de numerosas horas que recaen principalmente en las mujeres y en los niños, al tener que acarrear este vital líquido de largas distancias, o pagar precios elevados por unos cuantos litros de esta.

Para contribuir a la solución de esta problemática en las áreas rurales dispersas, UNICEF ejecuta algunos proyectos de dotación de agua potable, cuya descripción se hará más adelante. Esta participación apunta a dar cumplimiento al objetivo central de UNICEF, como es el asegurar la supervivencia, desarrollo y bienestar de la infancia en los países en desarrollo, y conducir programas de cooperación en distintos campos de actividad, entre los que figuran precisamente la salud pública, la salud materno-infantil y, específicamente, el abastecimiento de agua para consumo humano.

Sus lineamientos estratégicos básicos de acción, descansan en la planificación y en la participación de la comunidad en la programación, ejecución y evaluación de las actividades diseñadas para la atención de su problemas prioritarios. En particular, en América Latina y el Caribe sus programas de cooperación en este campo de acción se orientan a apoyar la construcción y fortalecimiento institucional, a fin de crear las condiciones para el diseño y ejecución de políticas y programas sostenibles en favor del bienestar de la infancia.

En este sentido, debe entenderse que la participación de UNICEF es limitada en el tiempo y, por lo tanto, que las acciones de largo alcance que se ejecutan con su concurso -como en este caso las de dotación de agua- deben ser en

algun momento asumidas y continuadas por el gobierno nacional y/o la propia comunidad beneficiada.

Objetivos Generales:

Uno de los objetivos principales de UNICEF, ha sido el contribuir al mejoramiento de los niveles de vida de mujeres y niños, a través de la realización de obras de beneficio colectivo como es la construcción de sistemas de agua para el consumo humano, con la participación y corresponsabilidad de los habitantes a beneficiar y el Gobierno.

Objetivos Específicos:

- Realizar sistemas de agua entubada para el consumo humano en zonas rurales-pobres, desarrollando para tales fines la organización comunitaria con participación activa de la mujer.

- Influir en las modificaciones de nuevos hábitos higiénicos y alimenticios en las familias a beneficiar, mediante pláticas sobre educación sanitaria, respetando sus valores y patrones culturales. Acciones que realizan el personal de los Servicios Estatales de Salud, técnicos en salud del Instituto Nacional Indigenista y promotoras del DIF.

- Disminuir el trabajo agotador de mujeres y niños en el acarreo del agua de largas distancias, permitiendo un ahorro diario de por lo menos 3 horas diarias al tener sus hidrantes o llaves públicas en la comunidad.

- Reducir las enfermedades gastro-intestinales y parasitarias, enseñándoles a los beneficiarios el buen uso que se debe dar al agua para el consumo humano y mejorar así la salud de los habitantes de estas comunidades.

- Con la ejecución de este tipo de obras de agua, se busca disminuir los costos de ésta, utilizando las tecnologías y estrategias más adecuadas.

Estrategias

La metodología establecida por UNICEF en la construcción y operación de sistemas de agua para consumo humano, se debe básicamente a las estrategias que ha venido desarrollando y aplicando en este campo de acción, conjuntamente con los gobiernos estatales y comunidades beneficiadas, entidades que han participado en la búsqueda y disención de estas estrategias las cuales finalmente han sido apoyadas integralmente y con decisión, permitiéndonos mencionar las siguientes:

- Las comunidades a beneficiar, deben localizarse prioritariamente en zonas rurales-pobres, y contar con un

minimo de 350 a 400 habitantes, y donde la distancia entre la fuente de captación, y el centro del poblado, en lo posible no exceda los 3 kms.

- Que la fuente de captación tenga un gasto de no menos de 1 1/2 litro/seg. y que permita que el sistema sea preferentemente por gravedad.

- Que las características del agua para el consumo humano, tenga las condicionantes conocidas: inodora, incolora e insípida, así como de los análisis físico, químico y bacteriológicos correspondientes.

- Reunidas las características citadas, se pasa a constituir un comité pro-construcción del sistema de agua, el que es elegido en Asamblea General de la comunidad (hombres y mujeres), y lo constituyen cinco personas como mínimo, incluyendo en este comité a una o más mujeres. (1 presidente, 1 secretario, 1 tesorero y dos vocales).

- Este Comité conjuntamente con los demás pobladores, acompañan al ingeniero encargado de la obra y al topógrafo, a localizar y ver las posibles fuentes de captación de agua, proporcionando además toda la información que requiera el ingeniero y el topógrafo. (numero de fuentes existentes, sobre materiales regionales (arena, piedra, grava y otros).

- Vista la factibilidad, se levanta el estudio topográfico y se realiza el Expediente Técnico de la obra, el que terminará conformado por 12 documentos; que se anotan en capítulo aparte.

- Luego se hace un convenio de obligaciones entre comunidad beneficiada, institución ejecutora, (por ejemplo la Comisión de Agua y Alcantarillado del Estado de Guerrero o la COCSOSAPAEQ de Oaxaca), el presidente municipal que corresponde y UNICEF, como organismo que presta apoyo técnico. Este convenio especifica las responsabilidades que tiene la comunidad, así como la institución ejecutora.

- La comunidad se compromete a aportar los materiales regionales (arena, piedra, grava y madera), ejecutar las excavaciones que se requieran, apoyar al albañil y al fontanero en las acciones a realizar. El organismo estatal ejecutor, con las instituciones cooperantes, se comprometen a proporcionar todos los materiales industrializados requeridos, y la mano de obra calificada y técnica.

- Los directivos del Comité de Agua, llevarán un registro semanal de los jornales aportados por los habitantes de la comunidad, durante el desarrollo de la construcción de la obra.

- Los materiales industrializados entregados a la comunidad, serán a través de recibos, quedándose el comité con una copia de estos.

- La supervisión y seguimiento de la obra, es de responsabilidad de los involucrados en el convenio. (comunidad, agencia ejecutora, autoridades municipales y UNICEF).

- Durante el período de construcción de las obras, se adiestran a representantes de la comunidad, en la operación y limpieza del sistema: instalación de tuberías y piezas especiales, tomas domiciliarias y otros, con la finalidad de proporcionar un buen funcionamiento del sistema de agua y su correcto uso.

- Por parte de UNICEF e instituciones estatales ejecutoras, se da seguimiento constante en campo, así como evaluaciones trimestrales de avance del programa.

- UNICEF difunde en la comunidad, el manual de operación y mantenimiento de los sistemas de agua, como de organización permanente de la comunidad.

- Terminado el sistema de agua se formaliza mediante un acta de entrega, la cual es firmada por representantes del Comité de Agua, presidente municipal, institución ejecutora y UNICEF, y donde se recibe la obra totalmente en función y de conformidad por parte de la comunidad; este documento que se agrega al expediente técnico, copia del cual guardará la comunidad como registro de lo realizado por las partes involucradas en la construcción de la obra de agua.

- La parte administrativa, financiera y operacional en campo, tienen como límite de tiempo para construir un sistema de agua como los descritos, un lapso de 35 a 40 días como máximo; retrasos aceptables sólo por cuestiones climáticas, problemas de caminos o que la comunidad este mal organizada.

Metas:

Con las estrategias implementadas y desarrolladas por UNICEF, se han logrado construir poco más de 360 nuevos sistemas de agua para el consumo humano, beneficiando a más de 180,000 habitantes de comunidades ubicadas en zonas rurales-pobres, de los Estados de Chiapas, Tabasco, Oaxaca y Guerrero.

Las metas consideradas por UNICEF y sus contrapartes para 1991-1995 en los Estados de Oaxaca y Guerrero (México), es de 350 nuevos sistemas de agua entubada a realizar en la región Mixteca de Oaxaca y en las regiones de La Montaña y Costa Chica de Guerrero. Así mismo, se constituirán 350 comités o patronatos de agua comunitaria, que beneficiarán a más de 220,000 habitantes.

Costos:

Uno de los objetivos y estrategias que UNICEF ha venido manejando en este sentido, es optimizar los recursos y "bajar

los costos" en la construcción de este tipo de proyectos de agua, en más del 500% del costo normal.

Costo UNICEF para un sistema de agua para el consumo humano por gravedad con una longitud de 3000 metros de tubería como máximo entre PVC Y FoGo(1), que se distribuye en redes de conducción y distribución, con sus piezas especiales -hidráulicas, material industrializado para la construcción de una fuente de captación y tanque de almacenamiento de 30,000 a 40,000 litros.

INSUMOS	COSTOS	OBSERVACIONES
-Materiales hidraulicos	\$6,667.00(2)	Tuberia de 2" y 1 1/2", tanto de PVC como el FoGo necesario, pzas.especiales poliducto hidráulico para tomas publicas o domiciliarias.
-Material industrializado para construccion.	\$1,667.00(2)	Cemento gris,varilla corrugada de 3/8", clavos 2 1/2", alambre recocido.
-Gastos de planeación supervisión, capacitación tecnica y comunitaria, organización comunitaria.	\$ 866.00	Diagnostico comunitario, supervisión y seguimiento en campo - del programa, capacitación al equipo tecnico y mano de obra especializada, así como a beneficiarios en conservación, mantenimiento y operacion del sistema de agua.
-Apoyo técnico y administrativo (topografos, dibujantes, bodeguero, Ing.civil encargado de obra, gastos admon., transporte, combustibles y - otros)	\$2,540.00	Duracion estimado de un sistema de agua como estos, va de 15 a 25 años minimo, si su tuberia está bien enterrada y se le da mantenimiento al sistema).
GRAN TOTAL	\$11,740.00	

Nota: Población a beneficiar va de 350 a 2000 habitantes
 -c/ per capita habitante \$33.5 en comunidad de 350 hab.

- C/por cápita habitante \$3.9 en comunidad de 2000 hab.
- (1) PVC (Polivinilo de Cloruro) y Fcño (Fierro Galvanizado)
 - (2) Precio materiales industrializados a Mayo 1991 (no se incluye el aporte comunitario que es gratuito, como es materiales regionales y mano de obra no calificada).

Conformación del Expediente Técnico

1. Acta de Integración del Comité de Agua (donde se anotan los nombres completos de ellos y estampar sus firmas y sello de la comunidad.
2. El Comité de Agua anexa el censo de habitantes de su comunidad, así como el número de viviendas existentes, escuelas, etc.
3. Acta de Compromiso; para la realización de la obra de agua, entre la comunidad e instituciones ejecutoras.
4. Se incluyen los estudios y planos de proyecto, los cuales comprenden: plano topográfico en planta y corte, planos y especificaciones técnicas de la fuente de captación, línea de conducción y distribución, tanque de almacenamiento, y de hidrantes públicos.
5. Croquis de localización y de macrolocalización.
6. Breve memoria descriptiva del Sistema.
7. Presupuesto desglosado y en vigencia a la fecha de elaboración.
8. Se anexa listado de materiales industrializados o de otro tipo que requiere la obra y que aportara la institución ejecutora.
9. Recibos de entrega de materiales a dirigentes del Comité de Agua, que firman y sellan, lo cual servirá para controles posteriores.
10. Se anexa por el Comité de Agua, listado del número total de jornales aportados por la comunicac.
11. Si es por bombeo, se adjunta relación del equipo que se utilizará en dicho sistema.

12. Finalmente se anexa al expediente, el acta de entrega de la obra terminada y recibida de conformidad.

Recomendaciones

- Que la metodología desarrollada por UNICEF en este caso, es factible de ser utilizada a nivel nacional, siempre y cuando se de una buena y real organización comunitaria, como una interacción institucional "puntual" en los trabajos de campo a realizar.
- Deberá ser indispensable la capacitación de la brigada de campo-operativa (4 personas: 1 ingeniero, 1 topógrafo, 1 albañil y 1 fontanero) y no más personal, ya que los costos se elevan y hemos demostrado que este equipo es el suficiente para el tipo de obra de agua a realizar.
- Reforzar la organización comunitaria (capacitación organizativa) así como en la "operación y mantenimiento" de los sistemas de agua entubada para consumo humano, ya que la obra se entrega para ser manejada bajo la responsabilidad de la propia comunidad.
- Que el costo de estas obras dependerá, de la comunicación e interacción que se desarrolle entre beneficiados, instituciones ejecutoras y autoridades municipales y otras.
- Que para cubrir la gran demanda existente de este tipo de servicios -en zonas rurales, marginadas-, se requerirá de decisiones políticas al más alto nivel, para que las metas realmente puedan ser cumplidas.
- Que el programa operativo de campo, sea planeado con participación de los Comités de Agua Comunitario, autoridades municipales e instituciones ejecutoras, lo cual dará confianza a los beneficiarios, en la distribución de sus tiempos de trabajo voluntarios y de supervisión a la vez sobre las instituciones ejecutoras.

FACTIBILIDAD DE EMPLEO DE AGUA RESIDUAL DOMESTICA TRATADA EN LA INDUSTRIA MEXICANA

Inés Navarro, Fernando Rosales, Elías Becerril y Blanca Jiménez
Instituto de Ingeniería-UNAM
Apartado Postal 70-472, C.P. 04510 Coyoacán, México D.F.

RESUMEN

En este trabajo se realizó un análisis de factibilidad para determinar el empleo de agua residual doméstica en la industria mexicana. Como metodología se procedió en primer lugar a determinar los usos posibles del agua residual doméstica tratada en la industria. Posteriormente se determinaron las regiones con escasez de agua y con desarrollo industrial actual o futuro. A partir de los datos de Mercamétrica, correspondientes a los giros industriales más importantes en México y datos correspondientes a las empresas que emplean mayor cantidad de agua se determinaron los rubros críticos de empleo. Por último, a partir de información concerniente a las empresas existentes en diferentes regiones, de la factibilidad de reuso y de la disponibilidad se detectaron las fábricas y el tipo de tratamiento donde se recomienda efectuar esta práctica.

INTRODUCCION

El uso del agua en la industria como vehículo de desechos contaminantes y la poca importancia que se ha dado a su manejo, tratamiento y disposición, ha convertido a este sector en un elemento fundamental del control y preservación del recurso hidráulico. Actualmente, en la industria nacional existe un reducido tratamiento, recirculación y reuso de sus aguas residuales y menos frecuente es encontrar el reuso de aguas domésticas tratadas, apesar de presentarse ya un importante déficit del recurso en varias zonas industriales del país.

Existen en México antecedentes de estudios sobre reuso en la industria que se distinguen por su enfoque hacia el Valle de México. A diferencia de éstos, la investigación realizada cubre el entorno nacional.

El aprovechamiento de agua residual doméstica tratada en México enfrenta algunas limitaciones de orden técnico: insuficiente caracterización de la calidad de las aguas residuales domésticas; aislados avances sobre el desarrollo de criterios de calidad para reuso de agua renovada; se desconoce, en general, el potencial de algunas tecnologías para el tratamiento de las aguas residuales y su aplicación es menos frecuente; y

por último, no hay una evaluación completa de los efectos en la salud de los aspectos tóxicos y epidemiológicos.

En este trabajo, apesar de la vigencia de las mencionadas limitaciones, se presentan los resultados alcanzados en la investigación realizada para responder a la necesidad de liberar agua de primer uso, respecto a: el establecimiento de los reusos del agua en la industria; la identificación del mercado potencial del agua renovada para cada uso; los requerimientos de calidad mínimos, en lo general, que debe cumplir el agua renovada con base en el posible reuso, así como el tren de tratamiento típico para cada caso. Cabe señalar que la práctica de la recirculación dentro de la propia industria se entiende como una medida para el ahorro de agua y por lo tanto no se contempla como una forma del reuso.

REUSO ACTUAL EN LA INDUSTRIA EN MEXICO

La experiencia en la planta industrial sobre el reuso de agua residual doméstica tratada es aún muy restringida. El impulso de dicha opción no ha sido exitosa aún cuando desde hace una década se han realizado distintos estudios de factibilidad. Una de ellas corresponde a plantas industriales que se abastecen directamente del drenaje y se encargan del tratamiento completo adaptado a sus requerimientos de calidad. En el país sólo la CFE en las termoelectricas en el Valle de México, Pemex en Tula y Altos Hornos de México, en Monclova, recurren a esta forma de reuso.

La otra práctica es el suministro de agua tratada a un reducido grupo de empresas, unas en la ciudad de Monterrey y a otras en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. El reuso en Monterrey fue la primera experiencia en su tipo en el país y data de 1955. En el Estado de México la planta de San Juan Ixhuatepec S.A. abastece 160 L/s para reuso a los socios industriales después de tratar agua residual que capta del Río de Los Remedios.

Es hasta principios del actual sexenio que en la práctica se buscan los mecanismos para promover la política de reuso de agua residual tratada bajo la modalidad de concesionar a particulares plantas de tratamiento ya existentes.

CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL DOMESTICA TRATADA Y TRATAMIENTO

Los criterios de calidad del agua para el reuso industrial están condicionados a la calidad requerida por cada planta industrial. Esta varía mucho de una rama a otra y es función del uso interno que se le dé. Sin embargo, sí es posible establecer los 6 indicadores de calidad más importantes, que son: composición de materia en suspensión, sólidos, alcalinidad total y sus componentes, pH, contenido de gases disueltos y grado de dureza.

En particular, si el agua utilizada en la industria no cumple con ciertos requisitos de calidad ocasiona problemas o fallas en las instalaciones, como: incrustaciones, corrosión, crecimiento biológico en las unidades, etc.

Las actividades industriales que mayor demanda de agua tienen son consideradas como las potenciales para el reemplazo por agua residual

tratada, de ahí que el análisis de los criterios de calidad y tratamiento se enfoca a los 4 tipos de usos principales: enfriamiento, calderas, lavado y transporte industrial y el reuso en proceso.

Criterios mínimos de calidad y tratamiento para el reuso en enfriamiento

El agua residual doméstica debe someterse al tratamiento que garantice, para este tipo de reuso, la remoción de carbonatos y fosfatos, principalmente de calcio, para lo cual es útil el índice de Langelier; control del pH (no ácido), de la alcalinidad y el contenido de dióxido de carbono; remoción de partículas en suspensión y de bacterias metabolizadoras de hierro, magnesio y azufre, así como de algas de diversos géneros. El control de la formación de espumas durante el reuso es relevante.

El agua residual doméstica tratada (efluente biológico secundario) es muy recomendable acondicionarla mediante coagulación y sedimentación como mínimo. El tratamiento para enfriamiento con contacto o circuito abierto (ej. templado) consiste, en un primer nivel, de un tratamiento preliminar (desarenación) y para un segundo nivel, de tratamiento primario (sedimentación). Para el caso de reuso en torres de enfriamiento el tratamiento consiste de tratamiento primario, secundario y ablandamiento.

Si se emplea la cal como coagulante se debe tener cuidado de que el pH sea ajustado a un valor entre 6.5 y 7.5. Cuando se tiene problemas con el nitrógeno es necesario adicionar una etapa de desorción o de desnitrificación biológica. También se puede recurrir a la adición de fungicidas para control de biopelículas en combinación con los tratamientos avanzados.

Criterios mínimos de calidad y tratamiento para el reuso en calderas

Este tipo de reuso está condicionado por la presión de operación de las calderas pues en la medida en que ésta aumenta, la calidad del agua debe aumentar, limitando la posibilidad de reusar agua residual doméstica. Una de las medidas más empleadas para prevenir la formación de incrustaciones es por medio del ajuste de pH recomendándose valores alcalinos y debe evitarse la generación de espumas.

Un primer nivel de tratamiento consiste en primario, lodos activados, ablandamiento con cal, ablandamiento en caliente y desaeración. En segundo nivel el tratamiento consiste en primario, secundario, eliminación de sales, filtración, ajuste de pH y adición de antiespumantes.

El agua para alimentación de calderas que requiere de mejor calidad se hace pasar por una serie de filtros de antracita, ósmosis inversa e intercambio iónico (aniónico y catiónico), y aún así a largo plazo puede haber problemas de corrosión.

Criterios mínimos de calidad y tratamiento para el reuso en lavado y transporte industrial

En muchas industrias, el lavado y transporte de materiales no requieren agua de elevada calidad como en las mineras, cementeras o transporte de desechos.

Algunas requieren sólo de un agua clarificada (lavado de furgones).

Las aguas residuales se usan frecuentemente después de un tratamiento secundario y en ocasiones se emplea un tratamiento terciario somero, como para la industria del acero (filtración y cloración), o para procesos con riesgos sanitarios (cloración), o en fundidoras o circuitos que se puedan deteriorar (acidificación). Para transporte de cultivos industriales, corte de metales en la industria automotriz y en lavado de pisos es suficiente un tratamiento secundario más desinfección.

En particular para transporte de minerales metálicos y no metálicos y lavado de pieles (curtiduría) se puede emplear agua residual con tratamiento primario. Para el lavado de gases en las plantas textiles, cementeras y siderurgia se requiere tratamiento primario, secundario, filtración y ajuste de pH.

Criterios mínimos de calidad y tratamiento para el reuso en procesos industriales

Las variantes en los procesos industriales, incluso dentro de una misma rama, imponen una diversidad de criterios en la calidad del agua que consumen y por tanto diferentes niveles de tratamiento. Sin embargo, es posible hacer una clasificación de la industria de acuerdo con las similitudes en cuanto a los requerimientos de calidad como a las posibilidades técnicas y económicas para cubrirlos.

Un primer grupo de industrias corresponde a las que tienen procesos donde es poco viable el reuso debido a las altas exigencias en la calidad del agua y elevados costos del tratamiento que imponen la evaluación concreta del proceso para cada empresa.

En las plantas de minerales no metálicos se considera determinante el proceso y por ende las normas de calidad para el reuso de agua residual tratada, tanto en el transporte y lavado de minerales como en el proceso de beneficio de los no metálicos.

En las plantas productoras de celulosa y papel la calidad del agua requerida es característica para cada etapa del proceso, por lo cual el reuso está limitado por el nivel de tratamiento que se requiere. En el caso de la fabricación de papel, por ejemplo, el agua se utiliza directamente en el proceso de producción, ello implica exigencias de calidad altas. En algunas plantas normalmente un efluente secundario es sometido a una coagulación-floculación y es necesaria una filtración seguida de carbón activado para decoloración en el caso del reuso en la fabricación de papel blanco. Otra variante del reuso se observa para la preparación de celulosa Kraft sin blanquear que puede ser agua de calidad comparable a la de un efluente secundario con cloración.

En la industria textil no obstante que puede dividirse en función de la materia prima que emplee y que los procesos de fabricación sean diferentes, la calidad del agua requerida es prácticamente la misma. Sin embargo, las normas de calidad imponen un alto nivel de tratamiento a las aguas residuales domésticas con elevadas dosis y costos en reactivos y polímeros

que hacen poco viable el reuso dentro de etapas críticas del proceso. Sin embargo el reuso es más factible económica y técnicamente, en los sistemas de lavadores y enfriadores de aire para lo cual el efluente es tratado químicamente y filtrado. Este tratamiento, requiere un elevado consumo de coagulantes químicos.

Para la industria alimenticia mexicana, clasificada en tres grupos principales, se puede afirmar que la calidad mínima requerida es potable. Por lo que para fines de uso de aguas residuales implica tratamientos terciarios y debe verse con muchas reservas en toda la rama alimenticia a pesar de que hay prácticas de reuso en ingenios azucareros (lavado de caña), en las plantas procesadoras de alimentos, en el área de vegetales y frutas (lavado), o como en enlatadoras o envasadoras que fue el primer proceso reportado. Para lavado de pisos o enfriamiento de latas, en la industria alimenticia, es suficiente con un tratamiento secundario más desinfección y acompañar su empleo por un control estricto. Esto último hace que la práctica sea poco común en esta industria.

En procesos como los de la industria química y de la petroquímica secundaria se requiere agua de mayor calidad; sin embargo, la regla que impera en la mayoría de los casos es que el agua sea acondicionada en función del proceso de que se trate por lo cual este reuso es posible solo bajo un análisis concreto para cada empresa por lo diversificado de los procesos y productos. Un caso particular es la calidad del agua de reuso para el transporte y lavado de material en la industria química que está sujeta a condiciones particulares.

Un segundo grupo corresponde a las industrias con menores exigencias en la calidad del agua en los procesos donde mayor consumo de agua se observa y por tanto es económicamente factible el tratamiento de agua residual doméstica para el reuso.

En esta situación está la industria siderúrgica, que requiere grandes cantidades de agua con calidad variable dependiendo de si se emplea para: laminación, producción de hierro primario, aceración, preparación de materia prima y, por último, los acabados. Cabe mencionar que en la fabricación de hierro primario por reducción directa (hierro esponja), la calidad del agua es similar a la requerida por una caldera. El agua de reuso puede cubrir los requerimientos para el transporte de minerales en cuyo caso basta con tratamiento primario (sedimentación). También puede aplicarse para limpieza de gases, enfriamiento y templado, reuso que requiere tratamiento primario, secundario y cloración.

En la industria metalúrgica hay algunas áreas en las que no es factible el reuso de agua residual doméstica tratada por los altos costos que implicaría su acondicionamiento. Sin embargo es una de las principales usuarias del agua residual de origen doméstico ya que los efluentes secundarios pueden ser empleados en forma directa en el lavado y templado de metales, limpieza de gases y en procesos de rolado en caliente. El tratamiento del agua residual doméstica puede ser desde un primario rudimentario (desarenación) para las operaciones de templado y transporte, hasta un secundario con cloración y control de material incrustante para enfriamiento.

En la industria petrolera nacional los procesos de refinación de petróleo crudo y los de la petroquímica básica, no obstante lo complejo que son éstos, la calidad del agua requerida no es muy estricta y se puede emplear agua residual tratada en procesos y servicios, práctica que se favorece al contar las instalaciones con sistemas de acondicionamiento de agua.

En la industria de la curtiduría el reuso de aguas residuales domésticas tratadas es posible pues no requiere, en general, agua de excelente calidad para los procesos de depilado y curtido. Para la etapa de acabados (procesos de coloración) es recomendable el reuso con ajustarse a los requerimientos concretos del terminado de las pieles.

En el área de la construcción es factible el reuso para la preparación del concreto aunque deberá considerarse que las impurezas presentes en el agua de mezclado puede reaccionar con los componentes del cemento y afectar el tiempo de fraguado y la fuerza del concreto y en algunas ocasiones dar coloración al mismo. Un tratamiento secundario de tipo biológico es suficiente para el reuso y eventualmente filtración.

En la industrial hulera no se requiere de una calidad estricta en particular para los altos consumos de agua en el proceso de templado de llantas. Situación similar ocurre en la industria automotriz para el corte de metal. En el caso de las cementeras el reuso es posible para transporte y lavado de material y para los lavadores de polvos y gases; es suficiente un tratamiento preliminar (desarenación) y, de ser necesario, un tratamiento primario (sedimentación).

REUSO DEL AGUA RESIDUAL DOMESTICA EN LA INDUSTRIA MEXICANA

La jerarquización del reuso de agua residual doméstica tratada en la industria, pensando en la planta nacional, se concluye que puede definirse en dos niveles: uno por el uso asignado al recurso y otro por el tipo de industria que lo demanda (TABLA 1).

Por el uso asignado al agua, se identifican cuatro categorías para el reuso viable y más eficiente del agua residual tratada en la industria: a) Agua de enfriamiento: por ciclos cerrados (no contacto con el producto) o a través de ciclos abiertos (contacto directo con el producto); b) Agua para calderas (generación de vapor o energía); c) Agua de proceso (incorporada en la manufactura del producto y/o elemento de transporte y/o ayuda en la fabricación del producto); d) Agua para usos generales (limpieza instalaciones, usos sanitarios, riego de jardines, etc).

Las principales industrias usuarias de agua para enfriamiento y calderas, en el país, en el orden de importancia, son: alimentos, química, y hierro y acero; en cuanto al consumo en proceso destacan, además de la alimenticia, la industria de la celulosa y papel, química y petroquímica y la metálica.

Por su uso, se concluye que el 60% es empleada en enfriamiento, el 33% en procesos y el 7% restante en calderas y otros usos (datos que no incluyen la demanda de agua para generación de electricidad en las plantas de la CFE). Por lo que el principal reuso posible es para enfriamiento dado el volumen que demanda esta actividad y por la adecuada relación uso-calidad que se

obtiene.

TABLA 1 USOS DEL AGUA RESIDUAL DOMESTICA EN LA INDUSTRIA

USOS	CLASIFICACION
Termoeléctricas	Calderas ***
Industria Siderúrgica	Lavado y transporte materia *** Templado *** Enfriamiento *** Calderas **
Industria Metalúrgica	Templado *** Enfriamiento *** Proceso *?
Industria Química	Enfriamiento *** Calderas ** Lavado y transporte material *? Proceso *?
Industria Petroquímica	Enfriamiento *** Calderas * Proceso *?
Industria de la Curtiduría	Lavado material *** Proceso *?
Industria Vidriera	Enfriamiento ***
Industria Minera	Lavado y transporte materia ***
Industria del Cemento	Transporte y lavado materia *** Enfriamiento *** Lavado de gases ***
Industria Hulera (llantas)	Templado de llantas ***
Industria Automotriz	Corte lámina metálica **
Industria Minerales no metálicos	Transporte y lavado materia **? Proceso *?
Industria Celulosa y Papel	Proceso * (si elabora celulosa y papel) Proceso X (si elabora productos de papel)
Industria Textil	Lavadores y enfriadores aire ** Proceso *?
Industria alimenticia	Enfriamiento *** Calderas ** Proceso X

NOTAS : *** Altamente recomendable *? Posible uso en fun-
 ** Medianamente recomendable ción del proceso
 * Poco recomendable X No recomendable

En cuanto al tipo de industria que la demanda, se considera para la jerarquización a los 39 grupos, en que se ha clasificado a la industria nacional de acuerdo con los índices de extracción, consumo y contaminación del agua. En al menos 8 de éstos, se identifican los principales giros industriales que requieren mayor atención por su significado en el consumo de agua de primer uso: industria alimenticia (incluye azucarera y

elaboración de bebidas), química, petroquímica básica y secundaria, hierro y acero, acabado de metales, celulosa y papel, textil y curtiduría.

La posibilidad de sustituir la demanda de agua de primer uso por agua residual doméstica tratada, fue el criterio para identificar a los cinco giros industriales prioritarios : química, metalurgia, petroquímica básica y secundaria, curtiduría y sin duda la generación de electricidad (particularmente en las termoeléctricas).

Aún cuando las industrias de la celulosa y papel y la textil consumen un alto volumen de agua, se les considera en un segundo nivel de prioridad debido a los requerimientos particulares de tratamiento para el reuso de agua residual doméstica.

En el caso de la industria alimenticia, a pesar de que es común encontrar en la bibliografía especializada la recomendación del reuso con aguas residuales domésticas tratadas, esta práctica se recomienda como tercera prioridad y sujeta a una estricta vigilancia en la calidad del agua de reuso que se suministre a este sector industrial.

El análisis de los usuarios potenciales entre las 500 empresas más importantes del país llevó a identificar a las ciudades con planta industrial de interés para el reuso. En la jerarquización de las ciudades resultan prioritarias las ciudades de Monterrey, D.F., Ecatepec, Naucalpan y Tlalnepantla que conforman la zona industrial más importante de la ZMCM; las ciudades de San Luis Potosí, Guadalajara, Querétaro, Puebla, Saltillo, Salamanca, Celaya, Chihuahua, Altamira y León. Dos conclusiones finales, se advierte que tienen relevancia la ZMCM y la concentración industrial de Monterrey y segunda, que el Estado de Guanajuato reclama atención particular para el corredor Celaya, Salamanca y León.

REFERENCIAS

- Boscó, B., *et al.* (1978) Estudio hidrológico del Distrito Federal y sus interacciones con las cuencas vecinas, DDF-II-UNAM.
- Eckenfelder, W. (1982) Gestion des eaux usées urbaines et industrielles, Ed. Technique et Documentation.
- Industridata de empresas grandes 1983-1984, Mercamétrica Ediciones S.A., 7a. Edición.
- Mercamétrica de 75 ciudades mexicanas 1980-1981, 1981-1982, Vol. 1 y 2, Mercamétrica Ediciones S.A., 6a. Edición.
- Rebhum, M. y Engel, G. (1988) Reuse of wastewater for industrial cooling systems, JWPCF, Vol.60 No.2, pp 237-249.
- Valiron, F. (1983) La réutilisation des eaux usées, Ed. Technique et Documentation.
- Wells, D., *et al.* (1979) Long-term experiences with effluent reuse, JWPCF, Vol.51 No.11, pp 2641-2649.

TRATAMIENTO Y REUSO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LA INDUSTRIA AZUCARERA.

J. Antonio Romero G., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua Paseo Cuauhnáhuac 8532 Jiutepec, Mor. México 062550

RESUMEN

En el proceso industrial de obtención de azúcar blanca refinada, se identificaron las etapas donde es posible la utilización de agua residual tratada. En la industria azucarera se generan grandes volúmenes de agua residual, con carga orgánica muy alta. Son muy pocos los ingenios que cuentan con un sistema de tratamiento, para las aguas residuales. En este estudio se efectuaron pruebas de tratabilidad, al efluente del colector general del ingenio E. Zapata, de Zacatepec, Mor., utilizando los sistemas de lodos activados y disco biológico rotativo, realizando el proyecto sanitario, con sugerencias de reuso dentro del proceso industrial.

INTRODUCCION

Las fuentes de abastecimiento de agua no son suficientes, para los requerimientos de los distintos sectores de la sociedad. Las aguas superficiales sin tratamiento, generalmente presentan la calidad suficiente, requerida por los usos industriales. La mayor parte del agua se utiliza en operaciones de enfriamiento, reciclándola con pérdidas por evaporación. La reutilización del agua requiere de la aplicación de sistemas de tratamiento, que dependen del tipo de materiales descargados y de la calidad del agua requerida para volver a utilizarse.

La industria azucarera es una de las principales agroindustrias, los ingenios se ubican en regiones que generalmente tienen agua suficiente, lo que no ha contribuido a un uso racional del líquido, ni a destinar fondos para construcción y/o reparación, de las obras que permitan reutilizar el agua residual tratada. En los ingenios se originan aguas residuales que requieren ser sometidas a tratamiento. La naturaleza de la materia prima, el producto obtenido y las condiciones de operación de la industria, hacen que se considere una fuente de contaminación de grandes proporciones.

USOS DEL AGUA

Los usos más importantes del agua en un ingenio son:

- a) Generación de vacío en columnas barométricas.
- b) Enfriamiento de equipo, maquinaria y condensación de vapores.
- c) Producción de vapor en calderas.
- d) Procesamiento y separación de la sacarosa.
- e) Producción y destilación del alcohol.
- f) Servicios generales.

DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES

Las descargas de los ingenios a los cuerpos de agua superficial, aporta material flotante, en suspensión y disuelto, con temperatura alta. Esta industria descarga un caudal de 70 m³/s aproximadamente, con una aportación de materia orgánica del orden de 800 mil toneladas, expresadas como DBO, elevando la temperatura del cuerpo receptor, lo que disminuye la concentración de oxígeno disuelto y por lo tanto la capacidad de autopurificación.

Las operaciones donde se genera agua residual son:

- a) Lavado de caña, equipo, pisos y purga de calderas.
- b) Generación de vacío y enfriamiento de maquinaria.
- c) Clarificación, evaporación y cristalización.

d) Producción y destilación de alcohol.

Indices de Demanda y Descarga

Se obtuvieron los índices para la producción de azúcar blanca refinada, comparándose con los obtenidos por la SARH (1976).

	Demanda agua primer uso m ³ /ton		Descarga agua residual m ³ /ton	
	1976	1990	1976	1990
	En relación a la cantidad de caña molida	18.2	25.4	19.6
En relación a la cantidad de azúcar prod	341.3	315.0	224.8	268.6

Los datos presentan mayores demanda y descarga de aguas por tonelada de caña molida, debido al desarrollo de la industria, utilizando maquinaria para el corte de la caña, en algunos lugares, sin disponer de sistemas para el tratamiento de esos efluentes.

La industria ha aumentado su capacidad de refinación, la disponibilidad de agua ha disminuído, por lo que la demanda y descarga son proporcionalmente menores, con respecto a la cantidad de azúcar producida.

ALTERNATIVAS EN EL MANEJO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Es práctica común, la descarga de aguas residuales al cuerpo receptor, sin tratamiento alguno, por lo que la calidad de las aguas superficiales no es adecuada, para cumplir con los usos de la población aguas abajo.

Las aguas residuales de los ingenios, se utilizan en el riego de los terrenos sembrados con caña de azúcar, lo que resuelve de momento la disposición de las aguas residuales, aportando algunos nutrientes a la caña, mejorando hasta cierto punto la textura de los suelos. Sin embargo esta práctica presenta el riesgo de afectar la calidad de los acuíferos, inhabilitándolos para usos posteriores.

Reuso en la Industria

El uso a gran escala, de aguas residuales tratadas en la industria azucarera, es muy prometedora, por la naturaleza de sus desechos, que son relativamente biodegradables, así como por el gran volumen descargado, cuyo caudal es aproximadamente de 70m³/s.

Los métodos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales son los mas adecuados para esta industria, ya que los materiales que contienen, son utilizados por los microorganismos para reproducirse, siendo posteriormente separados por sedimentación. Pueden someterse a tratamiento y/o reutilización, los efluentes de las siguientes operaciones:

OPERACION	TRATAMIENTO	REUTILIZACION
Lavado de Caña	Cribado y Sediment.	Lavado de caña, pisos y servicios sanit.
Molienda	Tratamiento Biológico Eliminación B y A Tratamiento Biológico	Lavado de pisos y servicios sanit.
Clarificación	Condensación Vapores	Calderas
Arrastre de Cachaza	Disposición en suelos Laguna de Estab.	Riego
Evaporación	Condensación vapores	Calderas
Cristalización	Condensación vapores	Calderas
Centrifugación y Filtración	Tratamiento Biológico	Lavado y servicios sanitarios
Generación de vacío y enfriamiento	Aspersión, torre, cascada o estanque de enfriamiento	Generación de vacío y Enfriamiento
Purga a calderas	Neutralización	Riego
Producción de Alcohol	Laguna de Estab. Digestión Anaerobia	Riego Riego

PRUEBAS DE TRATABILIDAD

Los procesos industriales generan residuos típicos, de acuerdo a las materias primas utilizadas, por lo que las aguas residuales son susceptibles a uno u otro sistema de tratamiento, identificando los problemas y sus soluciones, antes de la construcción de la planta.

En el ingenio E. Zapata se midieron los caudales y caracterizaron los efluentes del proceso productivo, fijando 9 sitios de muestreo:

- 1) Agua de pozo
- 2) Canal procedente del río Apatlaco
- 3) Descarga con cachaza
- 4) Agua de lavado de equipo
- 5) Retorno de columnas barométricas
- 6) Fábrica de alcohol
- 7) Descarga norte de fábrica
- 8) Descarga sur de fábrica
- 9) Colector general

PROCEDECENCIA	DBO	DQO	ST	STV	SST	S Sed.	S y A	N total	PM total
1	1.43	50	890	190	22	(0.1	9	0.06	1.83
2	3.2	84	920	182	34	0.3	24	0.77	0.65
3	3671	27899	23440	19200	12960	740	2373	35.57	5.6
4	7959	9964	992	290	40	(0.1	13	3.37	0.88
5	45.76	100.0	900	234	34	(0.1	12	2.25	0.46
6	7720	29092	29916	21392	1400	(0.1	36	473.1	30.4
7	4270	5970	7176	6456	176	0.4	60	7.44	2.26
8	1990	3906	4332	3360	752	14	258	15.09	0.35
9	1390	1993	3532	2392	650	9	80	16.9	3.03

Lodos Activados

Se probó el sistema de lodos activados, por ser de los mas estudiados. Se utilizaron cuatro celdas de acrílico con capacidad de 23 l en el tanque de aireación y 2.3 l en el sedimentador. Se desarrollaron y aclimataron lodos durante 14 días, controlando el pH y a temperatura constante. Se inocularon otras tres celdas, obteniéndose los siguientes resultados:

Resultados del Sistema de Lodos Activados

	DBO	DQO	ST	STV	SST	SSV
Influente	1495	3906	3211	2085	250	133
Celda A	787	2180	1520	1170	176	96
- B	681	1894	1321	1111	129	82
- C	590	1723	1008	926	106	72
- D	533	1543	927	879	92	65

Los tiempos de retención para las celdas A, B, C, y D Fueron: 3, 6, 12 y 24 horas, respectivamente, alcanzando una eficiencia máxima de 65 % con respecto a la DBO removida, para el mayor tiempo de retención.

Disco Biológico Rotativo

Los reactores biológicos rotativos, son una buena alternativa para el tratamiento aerobio, de los efluentes con alta concentración de sustancias carbonadas, por lo que se construyó un

dispositivo piloto con 40 m² de placas, para fijar la población microbiana, los discos son de polietileno de alta densidad corrugado, las veinte placas se separaron en cuatro etapas, estando fijadas a una flecha, con un motor que gira a 5 rpm. Se obtuvieron los siguientes resultados:

Resultados Analíticos del Proceso de Disco Biológico.

	DBO	DBD	ST	STV	SSV	SSV
Influyente	1495	3986	3211	2085	250	155
Efluyente	438	1191	2962	1272	260	240

La eficiencia de remoción fué de 71 %, con respecto a la DBO, con un tiempo de retención de 6 h.

PROYECTO SANITARIO

Trampas para grasas y aceites

El agua utilizada para enfriar las chumaceras de los molinos, es necesario recuperarla, eliminando las grasas y aceites arrastrados.

Criterio de Diseño

Características de Calidad

Muestreo	1	2	3	4	5
6 y A (mg/l)	238	110	50	23	105
Eficiencia de Remoción	90 %				

Dimensiones del tanque

Altura de 1.1 a 2.0 m

Largo 7.0 m

Ancho 2.5 m

Q = 50 l/s

V = 30.6 m³

Tiempo de Retención Hidráulico 10 min.

Tanque neutralizador de aguas de lavado de equipo

Las limpiezas químicas son periódicas, normalmente semanales, para mantener limpias las superficies de los intercambiadores, con lo que hay una buena transmisión del calor, para que el evaporador opere adecuadamente.

Las dimensiones del tanque son:

Altura 1.5 a 1.8 m

Largo 6.0 m

Ancho 2.0 m

Con un gasto de 0.7 l/s

Discos biológicos rotativos

Gasto de Diseño = 100 l/s, repartido en dos unidades de 50 l/s

Carga Orgánica = 12,960 kg DBO/días

La eficiencia de remoción aumenta considerablemente con el número de etapas, por lo que este sistema se diseñó con cinco etapas, ya que la carga orgánica contenida en estas aguas es muy alta. Las especificaciones se resumen a continuación:

Gasto a Tratar	8,640 m ³ /días
DBO promedio del influente	1,500 mg/l
Carga Orgánica (como DBO)	12,960 Kg/día
Area total de crecimiento	54,000 m ²
Número de Unidades	10
Diámetro Exterior	2.60 m
Diámetro Util de Placas (40 %)	2.08 m
Area Util para Tratamiento por placa	13.6 m ²
Número de Placas por Unidad	397
Area de Placas por Unidad	5,399 m ²

volumen del tanque/area superficial del medio

Tr----- = 60 min

carga hidráulica

Reactor anaerobio de flujo ascendente para el efluente de la fábrica de alcohol

Datos Generales

Gasto de Diseño: 17 lps

Fecha	pH	CARACTERISTICAS DE CALIDAD							
		DBO	DQO	ST	STV	SST	SSV	SSed	Gya
16/05/90	4.1	5969	18848	87220	67000	453	313	0.1	26
24/05/90	3.9	7720	29892	29916	21392	1400	1180	0.1	36
25/05/90	4.1	7138	20925	30492	19600	413	310	0.1	44

Tren de tratamiento

Neutralizador

Se requiere neutralizar el influente antes de entrar al reactor, debido al rango de pH en el que los microorganismos se desarrollan mejor.

Sedimentador

El efluente del neutralizador, se sedimentará durante 10 min.

Volumen requerido:

$V = 17 \text{ l/s} \times 60 \text{ s/min} \times 10 \text{ min} = 10,200 \text{ l} = 10.2 \text{ m}^3$

Se construirán 2 unidades en serie:

El efluente del neutralizador será tratado en 2 RAFAs, operados en serie; la eficiencia de diseño de c/u de ellos será del 90 % para DQO y 85 % para SST.

Criterio de Diseño

Carga Orgánica de Diseño

DQO = 25 Kg/m³ de reactor x día
 DQO diseño 30,000 mg/l
 Q = 17 l/s
 Lco = 30,000 mg/l x 17 l/s x 86,400 s/día x 1Kg/10 mg =
 44,064 Kg/días
 Volumen requerido en el reactor 44,064/25 = 1762 m³
 D = 4 m
 Carga superficial = 24 m³/día/m²; tr= 24 h
 Area Superficial 1762/24 = 73 m²
 Canal recolector central
 q = 1.5 l/s x m
 Q = 17 l/s
 Longitud = 17/1.5 = 11.3 11.5 m
 Ancho = 0.5 m
 Profundidad Total = 0.5 m
 Longitud Total de Reactor = 11.5 m
 Ancho Total = 73/11.5 = 6.35 m

Cámara de Gas

Producción 1 m³gas/m²/h
 Area Geométrica Disponible
 Area superficial = 4 x 11.5 = 45 m²
 Profundidad de la cámara de gas 0.5 m

Segundo Reactor

DQO = 3000 mg/l
 Lco = 3000 x 17 x 0.0864 = 4412 Kg/día
 Vol requerido = 4412/ 25 = 176.5 m³
 Area Superficial
 As = 176.5/24 = 7.35 m²
 dimensiones 6.35 x 2 m de ancho

Ancho Total = 73/11.5 = 6.35 m

Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales por medio de una Laguna Facultativa

La laguna facultativa fué diseñada para la degradación y estabilización del contenido de materia orgánica e inorgánica y remoción de microorganismos patógenos.

Criterios de Diseño

Eficiencia de remoción requerida	85 %
Profundidad	2-3.5 m
Características de Calidad de Diseño	
Gasto	200 l/s
DBO promedio	1,530 mg/l

Sólido Sedimentables 100 ml/l
 Grasas y Aceites 83 mg/l
 Temperatura 30
 Profundidad de Diseño

Se eligen 3 m de profundidad neta para reducir area y estar dentro del rango facultativo en forma segura.

Volumen requerido

200 l/s x 86,400 s/día = 17 280 m3

Area requerida

$A = V/h = 17280/3 = 5760 \text{ m}^2$

Relación Largo-Ancho = 2 : 1

FRESUPUESTO

Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales del Ingenio Emiliano Zapata				
	Cantidad	Unidad	PU	P Total(M \$)
Laguna				
Excavación	5,832	m3	50,000	291.6
Terracerías	5,832	m3	100,000	583.2
Impermeabilización c/arcilla(10 cm)	600	m3	25,000	150.0
Concreto				
RAFAs	46	m3	1650,000	75.9
Trampa de Grasas y Neutralizador	7	m3	1650,000	11.55
Biodisco	1	pxa	2500,000,000	2,500
Tanque de acero con recubrimiento anti- corrosivo y discos de material plástico incluye motor de 5 HP flecha y cadena				
TOTAL				3,612.25

Amortización de la Inversión Inicial

Depreciación

Construcción $D = Va/Vc = 3612.25/25$ 144.50 Ms/año

Inversión $I = Vai/2a = 3612.25(0.25)/50$ 18.00 M\$/año

Costo de Construcción Total : 162.50 M\$/ año

Operación

Análisis 12 M\$/año

Sueldos: 72 M\$/año

3 Técnicos

Costo de Operación y Mantenimiento : 84 M\$/año

Total : 246.5 M\$/año

Producción Anual de Agua: 4,665,600 m3/año

Costo del m3 de agua tratada 53.00/m3

ANALISIS DE COSTOS

Costo de energía del sistema de pozos

Equipo:

2 bombas de 100 HP c/u

2 " " 75 " "

Total 350 HP

Costo de Energía : 1,000,000 / HP / año

Costo Anual : 350 M\$

Costo Diario : 0.96 M\$

Producción de Agua : 25,920 m³/día

Costo por m³ : \$ 37.00 por bombeo

Precio del Agua : \$ 7.20/m³

Costo Total : \$ 44.20/m³

Precio del Agua : \$ 53.00/m³

Tratada

Costo Adicional : \$ 8.80/m³

Por Tratamiento

Sin embargo la Ley Federal de Derechos, establece una cuota por volumen de aguas residuales descargadas, los tratamientos propuestos permiten el reuso de 100 l/s, que representa mas de la mitad del volumen extraído de los pozos, así como el tratamiento de 215 l/s por medio de una laguna facultativa y una RAFA, lo que permitirá descargar agua con características menos agresivas al cuerpo receptor y se alcanzarán cuotas menores por la concentración de parámetros como DQO y Sólidos suspendidos, que no están considerados en las Norma Técnica Ecológica para esta industria.

La relación beneficio costo por el tratamiento y reuso es de:

$$B.C = \frac{44.20 + 40}{53.00} = \frac{84.20}{53} = 1.59$$

Lo anterior representa un ahorro de aproximadamente, 10 millones de pesos al mes, para este ingenio.

CONCLUSIONES GENERALES

- Es importante promover el uso racional, actual y futuro de los recursos acuíferos, que están siendo explotados por las instalaciones azucareras, porque los demás sectores también están demandando mayor cantidad de agua de suministro.
- La reutilización inmediata puede empezar al recircular los grandes volúmenes de agua que se emplean en la generación de vacío y enfriamiento del equipo, que solo requieren bajar su temperatura. La tercera parte de los ingenios en el país, aún no cuentan con un sistema de recirculación, para este uso del agua.
- Los desechos sólidos que genera la obtención industrial del azúcar deben manejarse en forma seca, como ayuda en fertilización o acondicionadores de suelos.
- A los ingenios les es conveniente tratar sus aguas residuales, conociendo la naturaleza de sus descargas, ya que en el futuro pueden verse en la necesidad de tratar agua proveniente de fuentes alejadas y calidad desconocida.
- Cualquier inversión que se efectúe, para la recuperación de algún volumen de agua residual, repercutirá en mejores condiciones de operación de la industria.

- La separación de los drenajes, es muy conveniente porque baja los costos de tratamiento al poder canalizarlos a operaciones de tratamiento específicas para las características de calidad de cada efluente en particular.

- Debido a la importancia del volumen y carga orgánica, de las aguas residuales descargadas por la industria azucarera, es necesario instrumentar una campaña a nivel nacional, sobre el uso eficiente del agua en este sector, que puede implicar la sustitución de equipo muy antiguo, con el consiguiente manejo más adecuado de los recursos, agua y caña de azúcar.

Conclusiones para el ingenio de Zacatepec

- La separación de los drenajes permitirá alcanzar mejores condiciones, para la instalación de los sistemas de tratamiento de las aguas residuales, ya que al no ir mezcladas las descargas, permite la utilización de operaciones específicas, con menores costos para el tratamiento.

- Es necesaria la instalación de una línea de agua de reuso, en este momento, la proveniente de la generación de vacío, para operaciones de lavado de pisos y servicios sanitarios. La línea de agua de reuso podrá provenir, del sistema de tratamiento por medio de biodiscos (100 l/s).

- El manejo de la cachaza, proveniente de la clarificación del jugo de caña, puede realizarse en forma sólida o al menos ser dispuesta en los terrenos agrícolas, por medio de agua de reuso (12 l/s), liberando agua proveniente de los pozos.

- El sistema de tratamiento propuesto, por medio de una laguna facultativa, para las aguas residuales del ingenio, permitirá disponer de mayor cantidad de agua de buena calidad (200 l/s), para el riego del cultivo de la caña disminuyendo el contenido de materia orgánica y microorganismos patógenos, que afectan la calidad del acuífero del cuerpo receptor por los escurrimientos.

REFERENCIAS

- CNA-Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, (1989), Manual de Diseño de Tratamiento de Bajo Costo para Aguas Residuales Municipales, Subcoordinación de Aprovechamiento de Aguas Residuales
- División de Educación Continua, (1990), Tratamiento de Aguas Residuales Municipales, Industriales y Reusos, Facultad de Ingeniería, UNAM
- García Espinoza, A. (1984) La Agroindustria Azucarera Mexicana, IMPA.
- Moreno S., Noyola A., (1990), Tratamiento de Vinazas de Alcohol de Caña con Reactores UASB, VII Congreso Nacional SMISA.
- SARH, (1976), Uso del Agua y Manejo del Agua Residual en la Industria del Azúcar, No. 8, Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación.

OBTENCION DE AGUA POTABLE A PARTIR DE MANTOS SUPERFICIALES. SALOBRES O CONTAMINADOS.

**Ing. José Antonio García Jurado Velarde.
Prolongación Zaragoza # 20
Casa No. 58, Condominio Los Almendros,
Jiutepec, Morelos.**

El procedimiento consiste en crear un ciclo hidrológico controlado. Para lograrlo se requiere colocar una superficie cerrada sobre el manto de agua que se desea explotar.

Si se busca la mayor eficiencia, conviene que el espejo de agua tenga poca profundidad y abastecimiento constante, de no ser así, se depositarían los sólidos en suspensión, azolvándolo y secándolo.

El lugar con mayor volumen constante y seguro es el mar, y la mejor fuente de explotación son los esteros que tienen aguas poco profundas, casi sin oleaje, con ingreso y retorno por la acción de las mareas, ya que esto garantiza que no se perderá su nivel; además si no tienen suficiente profundidad, con poca inversión se pueden dragar para mejorar su capacidad de almacenamiento.

La superficie cerrada deberá eliminar la fuerza maremotriz que produce el oleaje e impedir la entrada de aire del exterior. Para lograr esto será necesario contar con un rompe olas artificial o natural e introducir las tapas laterales de la estructura por lo menos 20 cm. bajo el nivel mínimo del agua; considerando la marea más baja y los valles de las olas.

Para formar la superficie cerrada se deberán colocar apoyos bajo el fondo del manto, eligiendo el terreno apropiado para evitar su hundimiento. Los apoyos podrán ser de concreto, madera o metálicos; sobre los que se sustentarán los canales de recolección y las armaduras o las estructuras soporte de las láminas de la cubierta. Si se usan armaduras, conviene que sean de cuerdas paralelas. Se podrán utilizar también perfiles laminados, secciones compuestas o madera.

Las estructuras soporte deberán colocarse en el exterior, dejando el interior lo más libre que sea posible.

Si la explotación se proyecta en aguas marinas o en cualquier otro tipo de aguas superficiales, la cimentación y la estructura deberán ser resistentes a sales, minerales o cualquier otra substancia salobre en las aguas o dispersa en el medio ambiente.

Las armaduras o las estructuras de cubierta y la cimentación deberán resistir las cargas dominantes muertas, vivas y de trabajo en la zona de explotación; tales como sismo, granizo, nieve, huracanes, etc. En el caso de nieve se podrá incrementar la inclinación de la estructura de cubierta. Esto mismo es aplicable al caso de fuertes empujes de viento. Si la condición determinante es el granizo o la nieve, se deberán dejar vertedores de demasías a lo largo del canal recolector exterior, para prevenir que se tape la salida de agua pluvial y provoque cargas excesivas en las láminas de la cubierta, en la estructura y en el canal recolector destruyéndolos parcial o totalmente.

Para que el sistema trabaje será necesario techar la superficie con láminas transparentes o translúcidas de color claro, con sección tal, que las haga autosoportables y capaces de transmitir a sus soportes las cargas vivas, muertas y de trabajo a que se verán sujetas. Si las láminas son translúcidas se elegirán claras, para permitir el paso de la mayor cantidad posible de energía solar sin calentarse. Esta condición incrementará la temperatura interior y la de la capa superficial del agua que comenzará a evaporarse cuando el calor interior se eleve a más o menos 12°C , con respecto a la temperatura inicial del agua: el vapor obtenido se condensará bajo las láminas de la cubierta, a las que se recomienda darles una inclinación mínima de 20° para que permitan que las gotas formadas escurran hacia el canal interior recolector. El proceso continuará aún después de la puesta del sol hasta que la temperatura interior se reduzca más o menos 12°C , más que la lámina de agua. En el momento que la temperatura exterior sea menor 12°C , con respecto a la interior, se iniciará la condensación de la humedad del aire sobre la superficie exterior de las láminas de la cubierta, formando gotas que escurrirán hacia el canal recolector exterior. La obtención de agua terminará cuando desaparezca el diferencial de temperaturas, reiniciándose el ciclo al siguiente día.

El sistema perderá eficiencia si se permite el escape de vapor y la entrada del aire frío del exterior; para evitar esta anomalía los traslapes, cumbreras y esquineros deberán pegarse o dotarse de empaques: tratando de colocar las láminas con la mayor longitud posible.

La cubierta podrá captar, además de la humedad superficial exterior, las aguas pluviales. En ambos casos las aguas recogerán el polvo y las impurezas adheridas a las láminas, por lo que será necesario conectarlas a filtros, pasando después al tanque de almacenamiento para reunirse con las aguas obtenidas del interior. Del tanque se podrá bombear a la población a servir, sólo se necesitará agregar cloro y otros elementos comúnmente añadidos al agua y estará lista para su consumo humano, industrial, decorativo, riego o algún otro.

Si en el sitio en que se desea captar el agua no hay esteros, se podrá utilizar una entrada de más, dotándola de un rompe olas para reducir al mínimo la fuerza del oleaje y colocando sobre este nuevo manto la estructura cerrada con las mismas características y condiciones antes descritas.

Si no existen esteros ni formaciones con entradas de mar, pero si una topografía plana, se podrá efectuar una excavación en el terreno pegado a la línea costera, aprovechando el material excavado para formar un bordo que permita ganarle espacio al mar y crear así un estero artificial. En estos casos se deberá estudiar la corriente marina para evitar la formación de una barra de arena en el acceso que obstaculice la libre entrada y salida del agua y así conservar el nivel del manto e impedir la concentración excesiva de sales y minerales en las aguas de explotación.

Si las características del lugar impiden el libre flujo del agua, será necesario colocar tuberías que anulen esta condición: su diámetro deberá permitir el paso de un gasto por lo menos tres veces mayor al de explotación.

Si ninguna de las soluciones anteriores se puede lograr, será factible construir una estructura flotante que reúna los elementos y condiciones antes descritas, anclándola adecuadamente para garantizar su posición. Este arreglo es menos eficiente debido al efecto enfriador del oleaje.

Las entradas del agua a utilizar deberán estar provistas de redes que impidan el paso de vida animal o vegetal, ya que el ambiente interior las mataría.

La mayor economía se tendrá cubriendo entradas naturales de agua con abastecimiento suficiente y constante y con libre acceso y retorno o paso de las aguas, para evitar la concentración excesiva de sales, minerales, impurezas y sólidos en suspensión. Dependiendo de las condiciones de la zona, se estima que en promedio se pueden lograr evaporaciones de 5 cm. de lámina de agua; si es necesario, se podrá incrementar el volumen de evaporación, utilizando espejos o superficies reflejantes que concentren los rayos solares sobre la cubierta, teniendo cuidado de no dañarla.

La eficiencia del sistema dependerá de que se sigan las recomendaciones hechas. Mientras más caliente sea la zona, mayor será el volumen obtenido: condición muy ventajosa en días de calor intenso, ya que permitirá satisfacer la mayor demanda del líquido.

En cada lugar se requerirá construir una planta piloto que cumpla con las condiciones antes expuestas, sobre una superficie pequeña, por ejemplo 150 M² en aguas de poca profundidad, de preferencia en el mismo sitio elegido para construir la planta. Comparando el rendimiento de ésta con las necesidades de agua, se podrá determinar la dimensión que se debe cubrir.

Si se llegan a necesitar revisiones o reparaciones en el interior de la planta, se deberán hacer en las primeras horas del día, abriendo las tapas laterales y dotando al personal de tanques de oxígeno. Se deberán evitar estas actividades cuando el proceso está funcionando, debido a que el ambiente interior mantiene temperaturas elevadas con gran concentración de vapor, lo que impide la visibilidad y hace el ambiente irrespirable.

En las descripciones anteriores se dio preferencia al mar por ser la fuente de abastecimiento más segura e importante. Pero el sistema trabaja con la misma eficiencia en cualquier manto de agua superficial con tal que se cumplan las condiciones descritas. Si el agua está contaminada con sales y minerales, no se tendrán arrastres de éstos, debido a que con el proceso se obtiene agua destilada; pero se deberán hacer análisis para garantizar su pureza, sobre todo si los contaminantes son de tipo biológico.

El sistema está diseñado para trabajar en cualquier sitio, pero será más eficiente en lugares calientes, con abundancia de luz solar directa. Trabjará también en días nublados, pero su rendimiento será menor.

El tanque de almacenamiento deberá contar con un vertedor de demasías, para prever la posibilidad de que el agua pluvial o interior saturen el sistema por baja demanda, por el deterioro de los equipos de bombeo o de la línea de conducción o por cualquier otra causa.

El proceso funciona en cualquier manto de agua superficial siempre que el abastecimiento sea suficiente y constante sin importar que sea salobre o que esté contaminado.

La planta más económica será la que tenga la estructura más ligera. Se estima que actualmente se pueden lograr costos de construcción de aproximadamente \$350,000/M² con un rendimiento promedio de 50 l/M² día, los gastos de conservación serán mínimos. El tiempo de recuperación de la inversión deberá ser similar al de los sistemas de captación y tratamientos convencionales para poder comparar su costo con el de este proyecto. De esta manera se podrá establecer el costo de venta del agua más adecuado. Las figuras muestran una de las formas más comunes de construir el sistema, utilizando materiales que son fáciles de adquirir en cualquier localidad. La tecnología requerida es también de uso común, sin mano de obra complicada.

S I M B O L O G I A

- 1 Canales recolectores interiores.
- 2 Canales recolectores exteriores.
- 3 Zapata de concreto armado.
- 4 Dado de concreto armado.
- 5 Ménsula de concreto armado para soporte de canales.
- 6 Pieza de cumbrera.
- 7 Pieza esquinera interior.
- 8 Pieza esquinera exterior.
- 9 Largueros.
- 10 Solera interior sujetadora de las láminas de cubierta.
- 11 Láminas de la cubierta.
- 12 Apoyo de las estructuras soporte.
- 13 Pasillo de inspección.
- 14 Mampara lateral protectora del oleaje y los vientos.

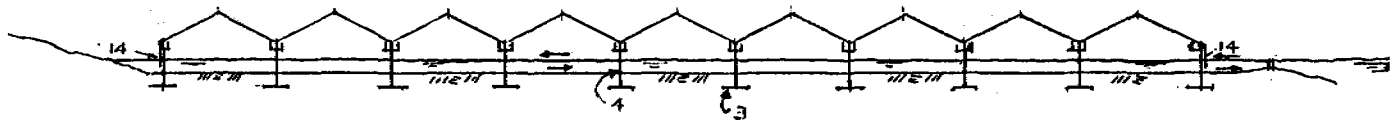


FIG. 1 UISTA LATERAL

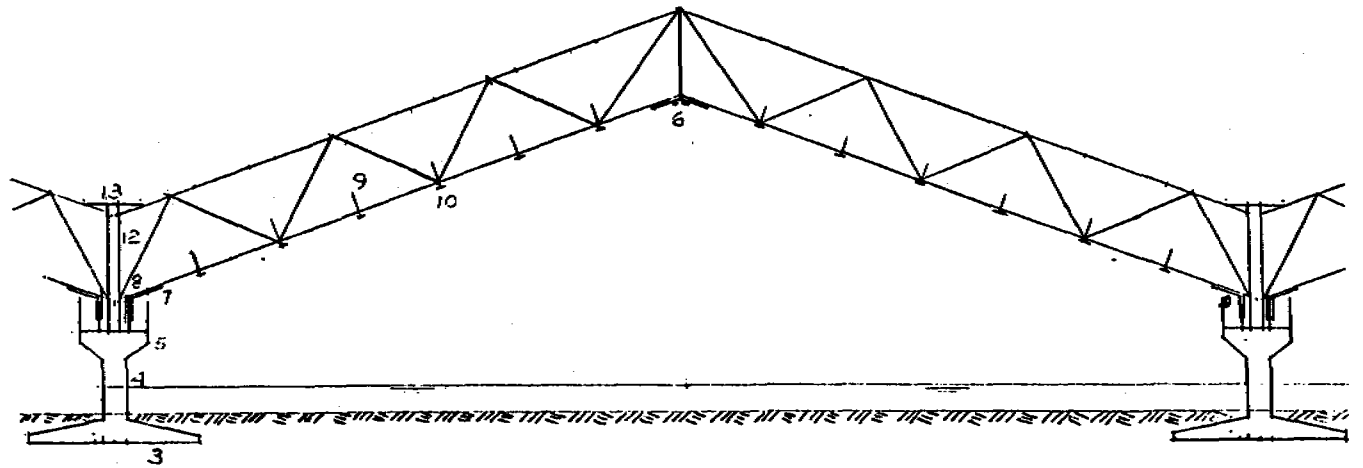


FIG. 2 CORTE TRANSVERSAL

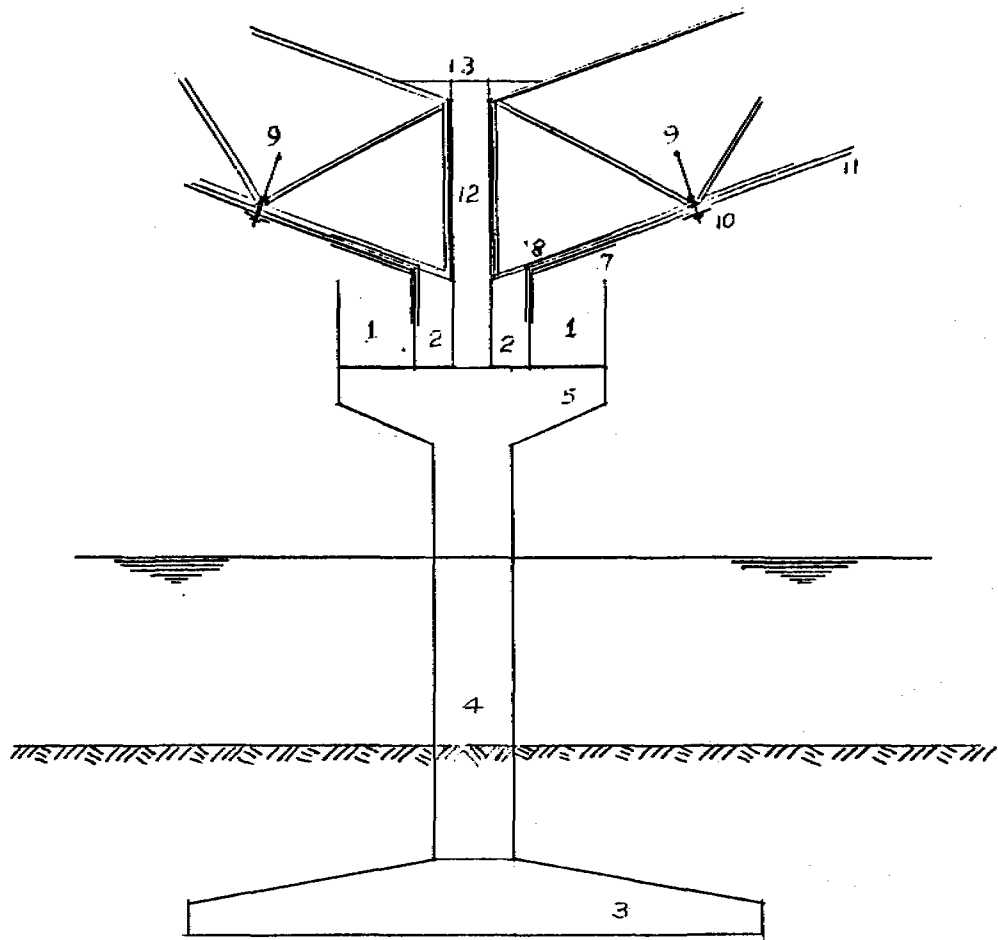


FIG. 3 DETALLE DE UN APOYO INTERIOR

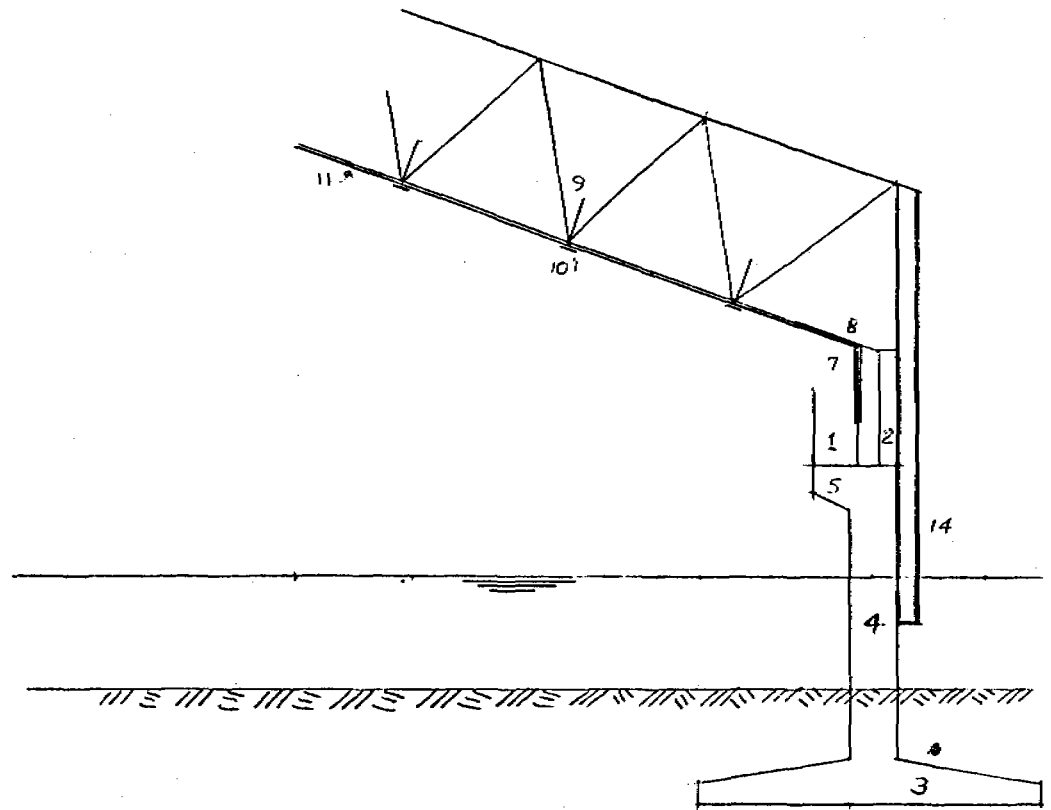


FIG. 4 DETALLE DE UN APOYO EXTERIOR

EVALUACION EN EL LABORATORIO DEL COMPORTAMIENTO DESINCRUSTANTE DE UNA UNIDAD HIDROMAGNETICA

Alfredo A. González C. y Jorge Izurieta D., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua., Paseo Cuauhnahuac 8532
Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México
C.P. 62550

RESUMEN

Con el fin de evaluar el comportamiento desincrustante de una unidad hidromagnética, se construyeron en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) dos circuitos hidráulicos, capaces de reproducir las condiciones de operación de los procesos de enfriamiento de los equipos de bombeo del Acueducto Río Colorado-Tijuana. Solo en uno de los circuitos, se colocó la unidad para poder evaluar y comparar sus efectos sobre muestras testigo previamente incrustadas. En el presente trabajo se describe la metodología de experimentación y se dan a conocer los resultados de la misma.

INTRODUCCION

Uno de los problemas más comunes dentro de la industria del agua y en especial donde interviene la transferencia de calor, es sin duda alguna el fenómeno de la incrustación, donde su formación depende de las características del agua que se maneje y del tipo de proceso de que se trate.

Los medios con que se cuenta para controlar dicho fenómeno son de diversa naturaleza y cubren una amplia gama de posibilidades que van desde sustancias químicas hasta los dispositivos magnéticos, por lo que, la Comisión Nacional del Agua (CNA) consideró conveniente evaluar éstos últimos, con objeto de contar con más elementos técnicos para decidir su uso en las instalaciones hidráulicas del país.

OBJETIVO

Evaluar, bajo condiciones experimentales controladas, la efectividad desincrustante de la unidad hidromagnética UHM-01 sobre tubos de acero al carbón previamente incrustados similares a los instalados en los sistemas de enfriamiento de los equipos de bombeo del acueducto Río Colorado-Tijuana (Fotos 4 y 5).

METODOLOGIA

Se construyeron a base de materiales plásticos dos circuitos hidráulicos (Foto 2 y Lámina 1), conforme a las condiciones de operación de los procesos de enfriamiento y las sugerencias tanto del fabricante como de la CNA.

La evaluación de las unidades se basa en la pérdida de peso de los testigos incrustados con y sin la influencia de la unidad hidromagnética, a fin de comparar ambos resultados. Para llevar a cabo el proyecto, se realizó una investigación bibliográfica, se construyeron en el laboratorio dos circuitos de prueba y se realizó la experimentación correspondiente.

DESCRIPCION DE LA UNIDAD HIDROMAGNETICA

La unidad hidromagnética (Foto 1) es un carrete bridado de acero inoxidable 304L, de aproximadamente 35 cm de longitud con un diámetro nominal de tubo de 5.08 cm y bridas de 15 cm de diámetro.

El sistema magnético se encuentra localizado en el interior del tubo y consta de dos conjuntos de tres barras en cuyos extremos se encuentran soldados dos bloques metálicos en forma de media circunferencia. La sección de entrada de flujo de la unidad tiene la forma de ranura, que genera según el fabricante una pérdida de presión de 0.365 kg/cm².

EXPERIMENTACION

La experimentación fue planeada para provocar condiciones locales de incrustación severa sobre la superficie interna de dos tubos de acero al carbono de 2 pulgadas de diámetro, y una longitud máxima de 30 cm y sólo uno de ellos bajo los efectos de la unidad hidromagnética, con agua de dureza total aproximada de 800 mg/litro, a una temperatura de 70°C según recomendaciones de la Asociación Nacional de Ingenieros en Corrosión de E.U.A. (NACE).

La solución utilizada durante la experimentación fue preparada con los siguientes reactivos: Cloruro de calcio ($\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), Cloruro de magnesio ($\text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$), Carbonato de sodio ($\text{NaCO}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$), Bicarbonato de sodio (NaHCO_3), Sulfato de sodio (NaSO_4) y agua destilada. En los circuitos se mantuvo un gasto de 190 l/min (50 galones por minuto) según recomendaciones del fabricante.

Con objeto de medir los posibles efectos desincrustantes de la unidad hidromagnética sobre las muestras testigo, se programaron las siguientes actividades:

- Análisis físico-químicos periódicos del agua del circuito experimental.

- Análisis químicos de los depósitos e incrustaciones de las muestras testigo.
- Observación microscópica de los depósitos de incrustación.
- Medición de temperatura, presión y flujo en el circuito experimental.
- Fotografía de las unidades, de los tubos muestra y de los testigos antes y después de la experimentación.
- Determinación de la pérdida de peso de las muestras testigo.

La experimentación presentó varios cambios en función de los resultados encontrados. Primero se establecieron condiciones críticas de incrustación en tubos de acero al carbón del tipo ASTM A53B, al someterlos a temperaturas locales de 70°C mediante un encamisado de resistencias de calentamiento y hacer fluir en su interior a una velocidad mínima de flujo de 190 lt/min, una solución incrustante con una dureza total aproximada de 800 mg/lt. Se consideró necesario también efectuar un calentamiento adicional a todo el volumen de agua de recirculación y tener en operación los circuitos por varios meses para provocar la incrustación de los tubos muestra. Como estas condiciones no se pudieron cumplir, se optó por incrustar testigos de prueba de acero al carbón del tipo SAE 1018 en un reactor tubular diseñado por el IMTA y en un reactor de vidrio bajo condiciones similares al experimento anterior, obteniéndose depósitos poco adherentes, de ahí que, no se pudieran utilizar éstos como testigos en los circuitos hidráulicos de prueba.

De los resultados obtenidos en los reactores tubular y de vidrio se llegó a la conclusión de que para poder obtener un depósito de incrustación (significativo y representativo) sobre la superficie de las láminas de acero al carbón, se requieren varios meses de experimentación, tomar en cuenta otros factores como la presión, el flujo, la preparación del sustrato metálico de los testigos, el tipo de reactivos, por lo tanto, dado el tiempo disponible para la experimentación y en base a los resultados previos se optó por utilizar muestras previamente incrustadas (Foto 7) de una tubería de acero galvanizado de 4.06 cm de diámetro proveniente de una caldera. El espesor de incrustación fue de 1.47 cm. observándose dos capas diferentes de incrustación como resultado de la utilización de dos diferentes tipos de calidades de agua. La composición de los depósitos se muestran en el cuadro 1.

El tubo incrustado se cortó en secciones entre 1.5 y 3 cm de ancho (Foto 7), con el fin de poderlas pesar en una balanza analítica antes y después de exponerlas al interior de los circuitos.

Se diseñó un dispositivo (Foto 6) para poder alojar las muestras incrustadas dentro de cuatro tubos de PVC de 40 cm de largo, el cual consistió en dos secciones cónicas, una de entrada y otra de salida para impedir un flujo turbulento sobre los depósitos de incrustación y dos anillos de PVC en medio de los cuales se colocaron tres muestras incrustadas. De esta manera se instalaron dos tubos de prueba en cada circuito (uno con unidad hidromagnética y el otro sin ella), uno en posición vertical y el otro en horizontal (Foto 3).

Debido a las pérdidas por evaporación no se pudo mantener una concentración constante de dureza total como se había contemplado, sin embargo, se mantuvo la solución bajo una condición incrustante y no corrosiva como se muestra en el cuadro 2 donde el Índice de Ryznar se encuentra cercano a seis y el Índice de Langelier positivo, demostrando con ello que la solución siempre fue incrustante.

Respecto a la temperatura se optó por mantenerla de acuerdo a las condiciones de operación del circuito, es decir, a 42°C y no a 70°C como estaba programado ya que esto implicaba insertar en los tanques de almacenamiento un par de unidades de calentamiento que podrían provocar depósitos calcáreos en las mismas e inducir interferencias en los resultados del circuito que contenía la unidad hidromagnética. Se mantuvo durante la experimentación un pH aproximado de 8.0 lo que permitió mantener la solución un poco alcalina y con ello su carácter incrustante.

Una vez que se extrajeron las muestras testigo de los circuitos de prueba (foto 8), se lavaron con agua destilada para quitarles los depósitos, se calentaron en una estufa durante un día a una temperatura de 105°C y se pesaron en una balanza analítica obteniéndose los resultados presentados en el cuadro 3.

CONCLUSIONES

- 1.- En términos generales se considera que bajo las condiciones de laboratorio que estuvo expuesta la unidad hidromagnética no se observó un efecto claramente desincrustante sobre las muestras testigo, Esto lo demuestra la lámina 5 que indica que tanto los testigos con y sin unidad siguen la misma tendencia a perder peso.
- 2.- Según datos del fabricante, se menciona que la pérdida de presión generada por la unidad es de 0.365 kg/cm² y el experimento reportó 0.710 kg/cm² a 190 l/min (50 gal/min) lo cual implica una caída de presión significativa, traduciéndose en un mayor esfuerzo del sistema de bombeo y un mayor gasto de energía para dar el flujo recomendado.
- 3.- Se observa una tendencia similar de ambos circuitos a precipitar cierto tipo de sustancias como lo demuestra el análisis físico químico de los depósitos encontrados en los tanques de almacenamiento (cuadro 4) a excepción del

- contenido de Fe_2O_3 y de sílice que en el caso del circuito de la unidad se eleva a casi el doble que el circuito sin unidad.
- 4.- De acuerdo con el cuadro 2, el Índice de Langlier muestra que la solución siempre se comportó como incrustante, sin embargo, el Índice de Ryznar determinado en tres muestras resultó ser poco incrustante, es decir con tendencia a disolver los depósitos del testigo incrustado, lo que pudo contribuir en ambos casos a la disolución del depósito del testigo.
 - 5.- Si se compara cada una de las especies químicas contenidas en el agua de ambos circuitos como se observa en las láminas 6 y 7, existe una similitud en su comportamiento a excepción de los carbonatos donde el incremento es mayor en el circuito de la unidad hidromagnética, sin embargo, como se apuntó anteriormente, no se observa un cambio impactante por el uso de la unidad como lo aseguró el fabricante.
 - 6.- Para la evaluación futura de este tipo de dispositivos magnéticos, se sugiere que se realicen pruebas paralelas en instalaciones en operación, vigilando permanentemente las variables que intervienen en los procesos, así como la composición química del agua y el tiempo que dure la experimentación.

REFERENCIAS

- Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación, Manual de Técnicas de Análisis Físico-químicos para aguas, México, SARH, 1982, 5a ed.
- APHA, AWWA and WPCF, Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, Washington, USA, 1980, 15th ed.
- Vernon L. Snoeyink and David Jenkins, Química del Agua, México, Limusa, 1987, 1a ed., 508 pp.
- Chin H. Lu, Basic Studies of Scale Control USA, United States Department of The Interior, March 1969.
- Josefina de Gyves Marciniak y Joan Genesca Llongueras Determinación de la Tendencia a la Incrustación o Corrosión del Agua México, Revista Ingeniería Hidráulica en México, Mayo-Agosto 1990, 6pp.
- ASTM, Total Immersion Corrosion Test of Stainless Steel, ASTM Standard A-279-63, USA, ASTM, 1963.
- NACE, Laboratory Corrosion Testing of Metals for The Process Industries, Standard TM-01-69, USA, NACE, 1976 Rev.

DGN, Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-C-354-1987.
Industria de la Construcción-Tubos de Concreto
Presforzado-Guia para la Evaluación de Parámetros
Potencialmente Agresivos, México, DGN, 1987, 20 pp.

LABORATORIO QUIMICO DE LOS SERVICIOS DE AGUA
DEL COMITÉ EJECUTIVO

CUADRO 1. ANALISIS FISICO QUIMICO DE LA TRONCADERA DE LOS SERVICIOS
COMITALE, VER. FEBRERO 90

PARAMETRO	CONCENTRACION	
	CON UNIDAD CALCULO EN COMA B)	CON UNIDAD CALCULO EN COMA C)
CaO	29.69	27.07
MgO	21.03	0.43
Na2O	7.75	21.03
Fe2O3	0.30	0.38
Silice	13.05	7.63
Mezcla de Oxidos	0.22	0.83
Humedad	2.50	1.51
Pérdida por ignición	37.07	39.51
Fosfatos	0.00042	0.00076
Sulfatos	0.00	0.00

CUADRO 2. RESULTADOS DE LOS ANALISIS
DE LOS SERVICIOS DE LA TRONCADERA

No. Muestra	Con Unidad	Sin Unidad	Peso Inicial (gr)	Peso Final (gr)	Peso Perdido (gr)	Tiempo Filtro (min)
2		120.4743	120.3017	0.3731	2.036	
3		120.0240	-----	-----	-----	
4		92.0091	92.6110	0.4701	1.407	
5		96.5670	96.1709	0.3981	2.076	
6		97.3554	-----	-----	-----	
7		97.3639	97.4953	0.4376	1.9	
8		97.2030	96.6470	0.5610	1.126	
9		98.3003	97.3502	1.1906	1.462	
10		89.7112	89.2194	0.4610	1.394	
11		89.2733	88.8453	0.4610	1.126	
12		90.9620	90.0676	0.8947	1.669	

Nº	PARAMETRO	CONCENTRACION (ppm)							
		74/100/20		74/100/20		81/100/21		27/100/21	
		A	B	A	B	A	B	A	B
1	Dureza Total CaCO3	643	632	564.6	599.4	629.6	416.6	480.0	447.2
2	Calcio CaCO3	177.7	162.4	231.5	203.7	199.0	182.0	181.6	171.0
3	Magnesio CaCO3	391.2	390.3	433.1	395.6	430.6	234.6	298.6	276.2
4	Cloruros	579.9	559.9	547.0	497.0	425.0	400.0	460.0	415.0
5	Sodio	706.0	276.0	576.8	318.5	233.0	214.0	228.0	204.0
6	Sulfatos	600	280	430	410	380.0	293.0	350.0	290.0
7	Alcalinidad CaCO3	127.6	118.5	118.0	114.0	67.0	62.4	57.6	57.6
8	Carbonatos	17.4	14.4	4.4	6.6	3.8	7.7	5.0	11.5
9	Bicarbonatos	121.9	117.4	85.9	83.5	63.4	54.7	52.6	50.6
10	Solidos Totales	1,060	1,034	1,554	1,502	1,224	1,223	1,159	1,052
11	Hierro	0.0	0.0	0.096	0.096	---	---	0.05	0.05
12	pH	8.27	8.43	7.80	7.75	7.84	7.56	8.05	8.15
13	Temperatura (°C)	41.2	41.9	40.2	42.3	41.0	42.5	41.5	43.2
14	Indice de Ryznar (IR)	4.910 III	4.921 III	5.291 III	6.070 III	6.305 III	6.4167 III	6.286 III	6.507 III
15	Indice de Langelier (LI)	1.367 I	1.423 I	0.604 I	0.516 I	0.446 I	0.328 I	0.329 I	0.412 I

NOTA

- I = Incrustante
- III = Muy incrustante
- MI = Moderadamente incrustante
- PI = Poco incrustante
- A = Muestra sin unidad hidromagnética
- B = Muestra con unidad hidromagnética

CUADRO 4. ANALISIS FISICO QUIMICO DE LOS SERVICIOS DE
ENCUENTRO 5. EN LOS SERVICIOS DE LA TRONCADERA DE
CALCULO EN COMA B) EN LA UNIDAD HIDROMAGNETICA

Parametro	Concentracion en %	
	Con Unidad	Sin Unidad
Ca2O3	1.11	2.06
Sulfatos	0.0056	0.0032
Fosfatos	0.36	0.30
CaO	43.13	37.44
MgO	9.6502	0.12
Na2O	0.54	0.27
Mezcla de Oxidos	0.29	0.23
Silice	1.21	2.23

Lámina 1 Circuitos experimentales de laboratorio

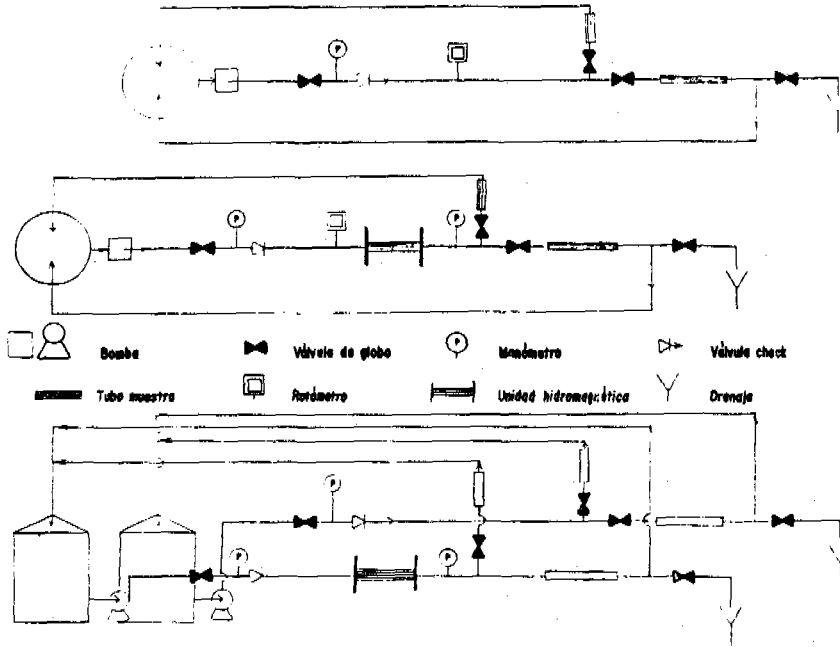


Lámina 2 - Ruptura pértiga de perfil - tiempo de asentamiento según el caso 3

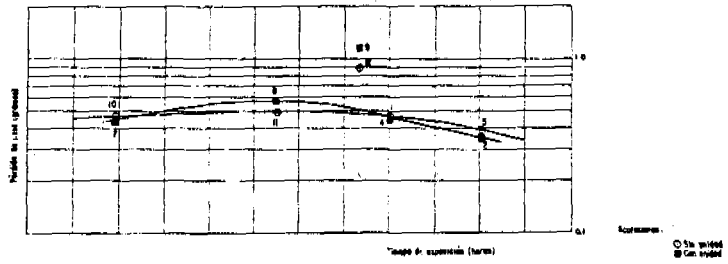


Lámina 3 - Potencia concentrada (eq/l) - tiempo (días), según caso 1

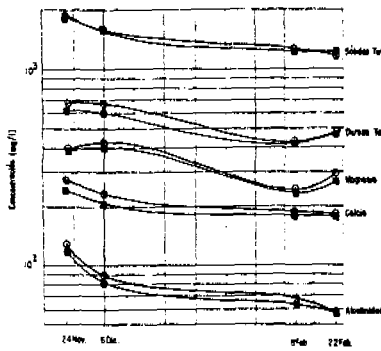
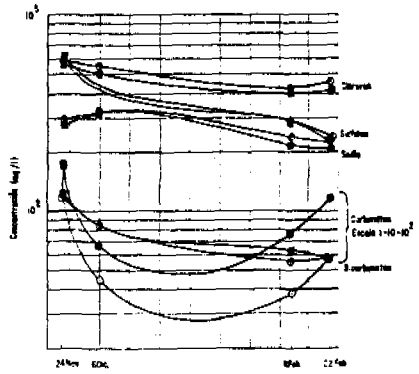
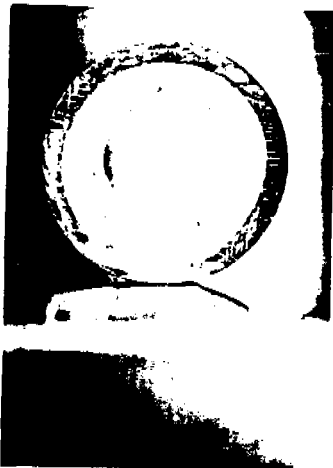
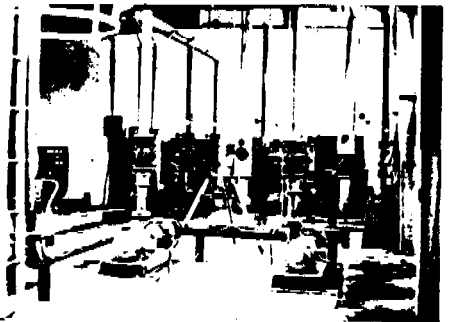
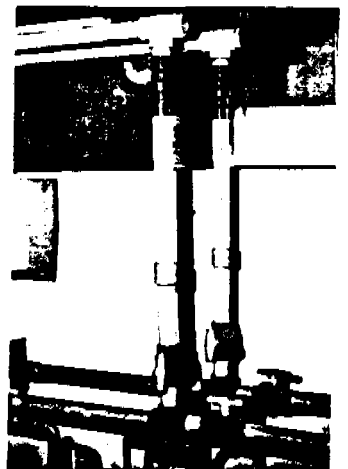
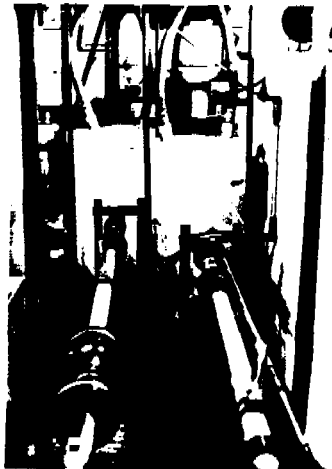
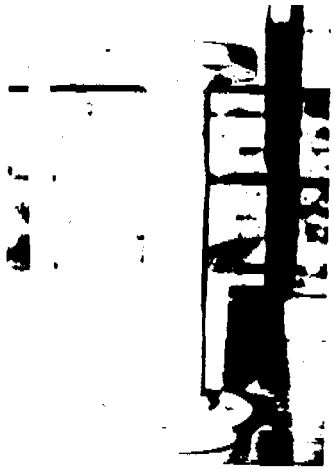


Lámina 4 - Potencia concentrada (eq/l) - tiempo (días), según caso 2





USO DEL AGUA Y LA ENERGIA EN INGENIOS AZUCAREROS/ALCOHOLEROS*
WATER AND ENERGY USE IN SUGARCANE MILLS AND ETHYL ALCOHOL PLANTS

C. Durán (1), A. Noyola (2), H. Poggi (3), L.E. Zedillo (4)

- (1) Facultad de Química, UNAM, México
- (2) Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- (3) Cinvestav-Zacatenco, IPN, México
- (4) IMPA-Azúcar, S.A.-Geplacea, México

RESUMEN

Los ingenios azucareros consumen cantidades considerables de agua durante el procesamiento de la caña de azúcar. Por otro lado, cuando se emplean las mieles incristalizables resultantes como sustrato para la producción de etanol por métodos biológicos, se emplean también procesos que requieren de consumos energéticos considerables. Asimismo, durante el proceso, se requiere de cantidades considerables de energía, las cuales son no solamente proveídas por la combustión del bagazo generado como subproducto, sino de fuentes fósiles de energía

Se ha iniciado un proyecto interinstitucional para resolver esta problemática. Este estudio a nivel piloto se ha enfocado, como un primer paso al estudio del tratamiento anaerobio-aerobio de las aguas residuales provenientes de las torres de destilación de los mostos fermentados para concentrar la corriente alcohólica de 10 a 96% en volumen de etanol. Dentro de este tratamiento se contempla la recuperación energética del gas metano obtenido del tratamiento anaerobio para su uso como una fuente no convencional de energía, la recuperación de la fase sólida para su uso como fuente no convencional de alimentos para especies acuícolas y el reuso del agua tratada como agua de riego.

La planta piloto procesa 3 metros cúbicos por día de aguas residuales y compara el comportamiento de tres tipos de reactores anaerobios (manto de lodos, reactor empacado de flujo ascendente y descende y reactor de lecho fluidificado o fluidizado). Los efluentes pretratados en el sistema anaerobio se someten a un sistema aerobio de discos rotatorios para convertir la materia orgánica en biomasa microbiana rica en proteína (de 15-25% en base seca, medida como nitrógeno Kjeldahl con un factor de 6.25).

Los resultados obtenidos indican que el sistema, si se aplicara a tratar todas las aguas residuales generadas en las alcoholeras del país, puede producir metano con una energía equivalente a aproximadamente 15 mil metros cúbicos de combustóleo al año y de 85 mil toneladas de biomasa húmeda al año (con una humedad entre el 80 y 90%).

* Los autores agradecen a las autoridades de la Delegación Huastecas de Azúcar, S.A. y del Ingenio Alianza Popular el apoyo logístico y económico brindado a este proyecto
Trabajo presentado en el SEMINARIO INTERNACIONAL PARA EL USO EFICIENTE DEL AGUA, CIUDAD DE MEXICO, OCTUBRE 21-25, 1991

INTRODUCCION

La agroindustria azucarera es una de las cinco más contaminantes de las cuencas acuíferas del país. También es una de las que ofrecen mayores empleos anualmente y aprovechan de manera más eficiente la energía solar. Sin embargo, hasta el momento, no se ha dado una política audaz del uso de sus productos y subproductos que la hagan una agroindustria rentable y competitiva a nivel mundial. Tampoco se han implantado sistemas de control del consumo energético que garanticen por un lado el uso eficiente del bagazo (actual fuente principal de energía) y por el otro la disminución de la contaminación ambiental.

Para la producción de azúcar y alcohol de caña, que son básicamente los únicos productos actualmente usados de este recurso, se requiere de la utilización de enormes cantidades de agua, que superan el millón de metros cúbicos por día y de energía, que proviene principalmente de la combustión (generalmente ineficiente) del bagazo y de combustibles fósiles de baja calidad (con altos contenidos de azufre). En la fabricación de azúcar se desechan las aguas que provienen del lavado de la caña, de la clarificación del jugo (conocidas como cachazas), de la limpieza de los evaporadores, calentadores y purgas de calderas, de los sistemas de enfriamiento y de los servicios sanitarios. En la producción del alcohol etílico se tienen como desechos las aguas de enfriamiento de condensadores y tinajas de fermentación, los fondos de éstos y las vinazas o residuos de las torres de destilación. El consumo energético no es optimizado en la mayor parte de las plantas alcoholeras.

De todas las aguas residuales provenientes de los complejos azucareros/alcoholeros, las que son más contaminantes por su concentración de material orgánico biodegradable y no biodegradable son las vinazas, que se producen en una proporción de 12 a 15 litros por cada litro de alcohol destilado. Por su volumen, cuando la concentración de materia orgánica e inorgánica sea tan alta, las aguas de lavado de la caña son casi tan contaminantes como las vinazas. Existen también aguas provenientes de condensadores y otros sistemas de intercambio energético que no son aprovechadas y que contribuyen a disipar calor decremendo la eficiencia energética global del sistema y contaminando el ambiente.

Para disminuir estos graves problemas de contaminación se han establecido estrategias, haciendo uso principalmente de sistemas biotecnológicos, para lograr alcanzar la meta de cumplir con las normas técnicas ecológicas vigentes en lo que a efluentes líquidos se refiere. No existen hasta el momento limitantes para la disipación de calor al ambiente pero no es de dudarse que en el futuro próximo se reglamente al respecto.

En 1986 se anteó en México un proyecto de investigación multidisciplinario y multiinstitucional que contempla el

tratamiento de los efluentes líquidos de un ingenio azucarero, seleccionado como prototipo, empleando como primer efluente líquido en estudio las aguas residuales generadas en las torres de destilación de alcohol. Los sistemas usados fueron tanto anaerobios como aerobios.

Entre los primeros están dos reactores anaerobios de manto de lodos de flujo ascendente, conocidos con sus siglas en inglés como UASB (upflow anaerobic sludge blanket), uno de 5000 litros y otro de 120 litros. Además se cuenta con dos de ellos a nivel de laboratorio. Se tiene también un sistema de tres reactores anaerobios empacados de 280 litros, dos operando con flujo ascendente y un tercero operando con flujo descendente. Finalmente, se tiene un reactor de lecho fluidificado o fluidizado de 300 litros. A escala de laboratorio se tienen otros dos sistemas similares.

Para los reactores aerobios se tiene un equipo piloto de discos rotatorios de 3000 litros y tres de laboratorio de 20, 50 y 250 litros. Se opera también un sistema de lecho fluidificado aerobio de escala laboratorio.

Finalmente, se tiene un sistema de cuatro lisímetros de laboratorio rellenos con tierra de la región en objeto de estudiar el efecto de las aguas residuales en estudio sobre ella.

Las instituciones de educación superior e investigación que participan en este proyecto son la Facultad de Química de la UNAM, a través de su Programa de Ingeniería Química Ambiental y Química Ambiental, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, a través de su Coordinación de Ingeniería Ambiental, el Centro de Investigación y Estudios Avanzados del Instituto Politécnico Nacional, a través de su Departamento de Biotecnología y Bioingeniería, el Centro de Investigación y Estudios de Posgrado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí y el Departamento de Fuentes no Convencionales de Energía del Instituto de Investigaciones Eléctricas. La empresa Azúcar S.A. a través del Instituto para el Mejoramiento de la Producción Azucarera y de su Delegación Huastecas, así como el Ingenio Aliza Popular, financiaron esta investigación, contando con la contraparte financiera institucional de cada una de las entidades de educación superior e investigación.

Los objetivos globales de este proyecto son:

- * Establecer uno o varios arreglos de los sistemas de tratamiento que permitan depurar las aguas residuales a mínimo costo posible
- * Estudiar la instrumentación real del o de los arreglos que permitan su construcción, arranque y operación con los medios humanos y materiales disponibles
- * Desarrollar investigación básica con experimentos a escala de laboratorio que permita simular el comportamiento de los

sistemas y establecer parámetros cinéticos para su escalamiento.

En este marco se han hecho experimentos a lo largo de estos años que han sido ya publicados en diferentes foros (Durán de Bazúa y col., 1988; 1990; 1991; Zámamo-Pérez y col., 1991). Ellos incluyen la opción de operar todos los sistemas en paralelo y una primera corrida realizada en la zafra de 1989-90 manteniendo los sistemas anaerobios en paralelo y conectando todos ellos en serie con el reactor aerobio.

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos de la segunda corrida (zafra 1990-91) con la opción de conexión en serie de los reactores anaerobios con el reactor aerobio. Esta segunda corrida resulta interesante ya que la fuente de carbono para las levaduras durante la fermentación no fueron solamente melazas o mieles incristalizables sino azúcar estándar de desecho que se tenía y que contenía algunos contaminantes que la hacían no apta para consumo humano. También se incluyen los resultados del efecto de sar los efluentes tratados sobre el suelo usando lisímetros de laboratorio.

MATERIALES Y METODOS

1. Aguas residuales

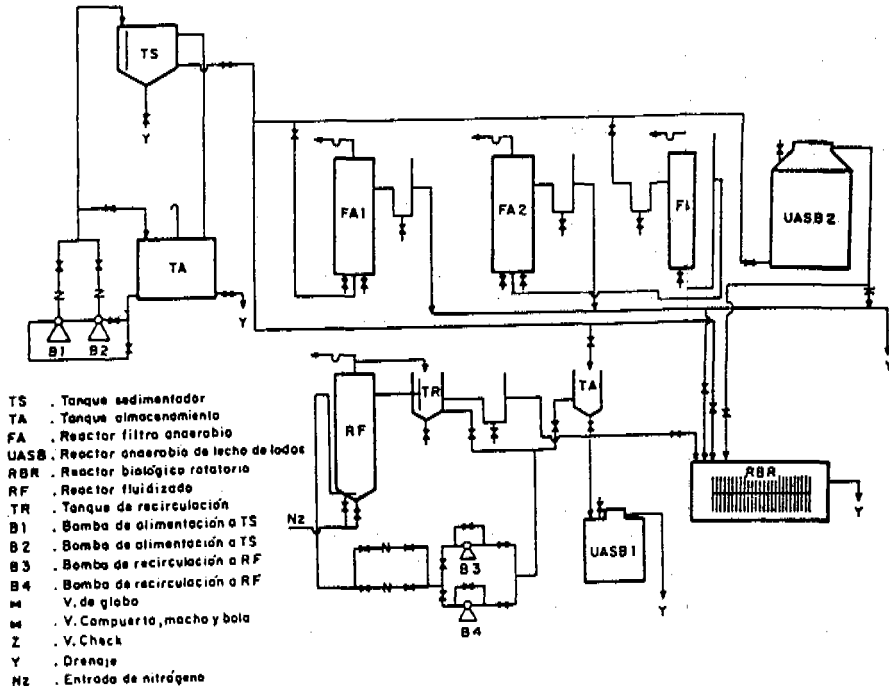
Se emplearon las vinazas provenientes de las torres de destilación de una planta alcoholera como influente para los sistemas anaerobios de tratamiento. Para su caracterización se diferenciaron los grandes lotes: El primero que contiene las aguas residuales provenientes de la fermentación y destilación de azúcar mascaba y el segundo de la fermentación y destilación de melazas. Los parámetros usados fueron temperatura, pH, alcalinidad, nitrógeno Kjeldahl y amoniacal, sulfatos y sólidos totales, suspendidos y disueltos. La materia orgánica fue medida también como demanda química y bioquímica de oxígeno en cinco días (DQO y DE5). Las muestras se tomaron cada semana durante seis meses y los resultados que se presentan son los promedios obtenidos.

2. Equipos

Los equipos usados ya han sido descritos en la literatura (Durán de Bazúa y col., 1988; 1990; 1991) por lo que solamente se presenta el diagrama de bloques general de la planta piloto y el flujo de las aguas residuales para esta segunda corrida (Fig. 1). Las condiciones de operación de los reactores se mantuvieron idénticas a las que se tuvieron en la primera corrida de los experimentos en serie (Durán de Bazúa y col., 1990).

Los lisímetros usados fueron tubos de teflón de 10 cm de diámetro y 1.25 m de altura, rellenos con suelo de la región. El riego alimentado a cada uno de ellos fue de 112.2 mL por día, con

Fig. 1 Diagrama de bloques de la planta piloto de tratamiento de vinazas ubicada en el ingenio Alianza Popular



excepción de uno de ellos que se alimentó con el 50% de este volumen (56.1 mL/d). El primero, usado como control, recibía solamente agua de la llave y los otros tres vinazas sin tratar y efluentes del sistema anaerobio de lecho fluidificado (100 y 50% de la cantidad alimentada a los primeros dos lisímetros).

3. Métodos analíticos

Los métodos analíticos usados son los recomendados por la AOAC (1970) y la APHA (1985). Muestras de licor mezclado de todos los reactores fue usado para medir sólidos totales, disueltos y suspendidos (AOAC, 1970). Las muestras fueron después centrifugadas y el sobrenadante usado para determinar demanda química de oxígeno (APHA, 1985) y demanda bioquímica de oxígeno empleando un respirómetro Voith-Sapromat (Durán de Bazúa y col., 1988).

Muestras de biopelícula de los discos del reactor aerobio fueron analizadas por gravimetría para determinar peso seco y cenizas y por el método de Kjeldahl para determinar nitrógeno y extracto etéreo por el método de Soxhlet (AOAC, 1970).

Para los sistemas anaerobios se determinaron sulfatos así como ácidos orgánicos (Durán de Bazúa y col., 1988; Poggi y col., 1987).

RESULTADOS Y DISCUSION

El análisis global de las vinazas presenta diferencias significativas entre las vinazas obtenidas de la fermentación de un caldo cuya fuente de carbón era el azúcar estándar rechazada y las obtenidas a partir de melazas (Tabla 1). De hecho, esos datos indicarían la presencia de un agua residual incluso más manejable desde el punto de vista de su degradación biológica anaerobia, con excepción del pH que presenta un valor sumamente bajo. Sin embargo, los resultados obtenidos en la planta piloto indicaron que la biodegradación no fue la esperada. A continuación se presentan los resultados, tanto en los experimentos en los que se usaron los lotes de vinazas obtenidos de la fermentación de azúcar estándar, como los de las obtenidas a partir de melazas mezcladas con azúcar estándar. Se discuten también estos resultados y se plantea la estrategia para el resto de la zafra.

1. Sistemas anaerobios

La principal diferencia con la primera corrida fue la disminución estadísticamente significativa de la eficiencia de depuración de los tres sistemas estudiados. Esta disminución puede atribuirse a las substancias extrañas presentes en las vinazas procedentes del propio lote de azúcar contaminada. De hecho, al establecer contacto con el área de producción de la planta de alcohol se encontró que la misma problemática se tuvo durante la

fermentación con levadura, la cual generó problemas en el rendimiento alcohólico de las fermentaciones.

Cabe mencionar que, al observarse este fenómeno se modificaron las adiciones de azúcar de rechazo a las tinas de fermentación y se llevaron a un mínimo, reiniciando la alimentación de melazas para minimizar la concentración de estas substancias extrañas e impedir que afectaran negativamente la fermentación.

Consecuentemente, los reactores anaerobios mejoraron su eficiencia de depuración pero no rebasaron los valores obtenidos en la primera corrida, sino que los mantuvieron (entre 68 y 73% de eficiencia de depuración medida la materia orgánica soluble como demanda química de oxígeno).

La producción de biogás también alcanzó nuevamente los niveles obtenidos en la primera corrida (entre 0.9 y 1.3 litros de gas por litro de volumen de reactor por día). Estos datos indican que los resultados obtenidos en las dos zafas anteriores sobre la fuente energética probable del biogás siguen siendo válidas. La capacidad calorífica del metano contenido en él, comparada con la del combustóleo que es el energético usado en los ingenios azucareros/alcoholeros, además de la combustión del bagazo húmedo, arrojó un equivalente a aproximadamente 15 millones de metros cúbicos de combustóleo o 600 millones de megaJoules anuales (Durán de Bazúa y col., 1988).

Puede concluirse que, aunque los sistemas anaerobios son resistentes a choques de pH y carga orgánica, no lo son tanto a la presencia de substancias extrañas, como las que se encontraban presentes en el azúcar de rechazo que, probablemente, fueran algún tipo de biocida.

2. Sistemas aerobios

El reactor de biodiscos aparentemente no resintió la presencia de estos compuestos químicos extraños ya que la eficiencia de remoción de la materia orgánica remanente en las aguas tratadas anaerobiamente no experimentó cambios significativos con respecto de la primera corrida, que estuvo entre 50 y 65%, medida como demanda química de oxígeno (Durán de Bazúa y col., 1990).

Naturalmente que existe la posibilidad de que dichas substancias fueran parcialmente modificadas por los bioecosistemas anaerobios y, por ende, que no se presentaran de manera tóxica en el efluente que se alimentaba al reactor.

No se han hecho análisis de las biomazas, tanto anaerobias como aerobias, para verificar este aserto. Dado que el lote de azúcar de rechazo está ya terminado se espera que dicha situación no vuelva a repetirse.

La experiencia de esta corrida es que debe evitarse la presencia en la planta de alcohol de cualquier substancia que pueda tener características biocidas, no solamente por la problemática

generada en la planta de tratamiento biológico de las aguas residuales, sino por el sistema de fermentación con S. cerevisiae que produce el etanol.

3. Lisímetros

La Tabla 2 presenta los resultados obtenidos durante un lapso de siete meses y, dado que esta fase experimental se encuentra en su primera etapa, los resultados no son concluyentes. Se analizarán posteriormente los suelos que han sido recolectados de los lisímetros por estratos y los percolados que se conservaron congelados. También se plantea para la segunda etapa experimental el empleo de los efluentes de los sistemas aerobios para corroborar si el lixiviado ya cumple con la normatividad existente a nivel mundial y que, muy probablemente, será implantada en México en el futuro cercano.

ESTRATEGIA PARA LOS PROXIMOS EXPERIMENTOS

Dado que la zafra 1990-91 terminará hasta agosto de 1991 se continuarán los experimentos para determinar la máxima eficiencia de remoción de los sistemas anaerobios conectados con los sistemas aerobios en serie y éstos con los lisímetros. Esto permitirá definir el sistema a usar en las plantas de alcohol etílico para tratar sus efluentes de las torres de destilación, evaluando económica y energéticamente el sistema seleccionado. El siguiente paso será la construcción de una planta prototipo que tenga un volumen de trabajo de diez a veinte veces mayor que el de la planta piloto (30 a 50 metros cúbicos por día) con la que puedan ya evaluarse materiales de construcción, sistemas monitorios y de control, recuperación de subproductos (biogás, biomasa y agua tratada) y costos de operación, lo que dará ya el dimensionamiento de una planta de tratamiento para vinazas y su costo real (inversión y operación).

REFERENCIAS

Durán de Bazúa, C.; Medellín, P.; Noyola, A.; Poggi-Varaldo, H. y Zedillo, L.E. 1988. Caracterización de vinazas y su degradación en un sistema combinado de tres reactores anaerobios y un reactor aerobio de biodiscos. Tecnol. Ciencia Ed. (IMIO), 3(2):33-43.

Durán de Bazúa, C.; González, S.; Medellín, P.; Noyola, A.; Poggi-Varaldo, H.; y Zedillo, L.E. 1990. Retos a la industria azucarera para la próxima década: Reaprovechamiento de sus aguas residuales a través de su degradación biológica para obtener biogás y biomasa microbiana. Memoria del XVI Congreso. Pub. Academia Nacional de Ingeniería, A.C. Pp. 34-39. Sept. 19-21. Querétaro, Qro., México.

Durán de Bazúa, C.; Noyola, A.; Poggi, H. y Zedillo, L.E. 1991. Biodegradation of process industry wastewater. Case problem: Sugarcane industry. En Biological degradation of wastes. Ed. A.M. Martin. Cap. 17. Elsevier Sci. Pub. Ltd. Londres, Inglaterra.

Zámamo-Pérez, A.H.; Zedillo-Ponce-de-León, L.E. y Durán-Domínguez-de-Bazúa, C. 1991. Tratamiento biológico de aguas residuales de la industria alcohólica a partir de melazas de caña de azúcar. Informe técnico de trabajo VIN-01-90. Pub. Facultad de Química, UNAM. 100 pags. México D.F. México.

Tabla 1. Características fisicoquímicas de los lotes de vinazas obtenidos a partir de azúcar mascabado y melazas

	azúcar de rechazo	melazas
temperatura, K	343	343
pH	3.7	4.3
demanda química de oxígeno, mg/L	35,000	70,000
ácidos orgánicos volátiles, mg/L	8,963	10,824
sólidos totales, mg/L	24,695	66,043
sólidos totales volátiles, mg/L	17,000	45,000
sólidos totales fijos, mg/L	7,700	21,500

Tabla 2. Experimentos en lisímetros a escala de laboratorio

lisímetro	DQO influente mg/L	DQO percolado mg/L	% remoción	volumen final percolado, L/d
1 (control)	0	0	0	19.0
2 (112.1 mL vinaza/d)	61,500	8,180	87.0	27.0
3 (112.1 mL efluente/d)	27,594	5,946	78.0	61.0
4 (56.1 mL efluente/d)	29,212	3,843	87.0	18.6

FACTORES A CONSIDERAR PARA ESTABLECER UN PROGRAMA NACIONAL DE PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CORROSIÓN PARA LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA MEXICANA.

Alfredo A. González C., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México, C.P. 62550.

RESUMEN

Una gran parte de las fugas de agua se presentan en los acueductos del país se deben en gran medida a la degradación de los materiales y en especial al fenómeno de la corrosión. En el presente trabajo se dan algunos de los elementos más significativos que se deben considerar para establecer un programa de prevención y control de la corrosión a nivel nacional a fin de que los sistemas, partes y componentes que forman la infraestructura hidráulica del país, se apeguen a las condiciones establecidas para el diseño, logrando con ello la vida útil esperada de dichas instalaciones.

INTRODUCCION

El agua, es un producto como cualquier otro en el mercado comercial; para su captación, conducción y distribución la infraestructura está formada por una gran diversidad de materiales metálicos y no metálicos que se exponen a un sin número de ambientes causantes de su deterioro prematuro, lo que ocasiona la corrosión, fenómeno asociado con un alto costo en la reposición de elementos, la falta de suministro del vital líquido a las zonas urbanas del país, sin embargo, existe un método para controlar dicho fenómeno y es la implementación a nivel nacional de un programa de prevención y control de la corrosión, que garantice el buen funcionamiento de las partes, sistemas y componentes que conforman las instalaciones hidráulicas de México.

FACTORES A CONSIDERAR

Después de realizar una serie de visitas técnicas a las instalaciones hidráulicas del país y conocer la problemática respecto al fenómeno de la corrosión, se considera necesario establecer un programa a nivel nacional para su prevención y control, por lo que, el presente trabajo pretende establecer los factores que habrán de considerarse para la implantación y desarrollo de dicho programa cuyos factores son:

Compromiso de la Alta Dirección

Para que el programa cumpla su cometido, se requiere que la alta dirección de la infraestructura hidráulica del país, respalde dicho programa, estableciendo el compromiso para lograr los objetivos a través de todos los niveles de estructura organizacional.

Organización

Se debe contemplar la estructura organizacional, describiendo las responsabilidades de los participantes del sector hidráulico, a la vez que se definan las de sus proveedores, contratistas y prestadores de servicios en la implementación del programa.

Control de Proveedores y Servicios

El programa debe contemplar el control de proveedores de materiales, equipo y servicios, a fin de asegurar que se cumpla con las normas técnicas y las especificaciones del proyecto en cuestión. En caso de incumplimiento, se deben establecer los mecanismos necesarios para corregir, reparar o sustituir lo que se está adquiriendo hasta que se cumpla con lo establecido.

Control de Equipo e Instrumentos de Medición y Prueba

Es necesario establecer un sistema que garantice, el control de la calibración y ajuste de los equipos e instrumentos de medición y prueba con objeto de mantener su precisión dentro de los límites requeridos.

Pruebas de Laboratorio y Campo

Para tener un conocimiento actualizado de los diversos ambientes a que están sometidos los sistemas, partes y componentes de la infraestructura hidráulica del país, el programa deberá considerar las pruebas de campo y de laboratorio necesarias para conocer el estado en que se encuentran.

Documentos de Compra

Los documentos de diseño aprobados con la última revisión, serán los únicos que podrán incluirse en los contratos u órdenes de compra.

Registros

El programa debe contemplar los registros de información necesarios para el control adecuado de los sistemas anticorrosivos a fin de observar y mejorar la variabilidad de los factores característicos a través del tiempo, debiéndose establecer un método estadístico para tal fin.

Capacitación

Uno de los factores que juega un papel primordial dentro de la aplicación de este tipo de programas, es sin duda alguna, el personal que realiza los trabajos, por lo que, es necesario contemplar el entrenamiento del personal involucrado con el fenómeno de la corrosión, ya que la solución de los problemas sólo se pueden corregir con la participación de individuos competentes y con experiencia.

Costos

Se deberá incluir un estimado bien fundamentado para el costo del programa, incluyendo la inversión requerida para el inicio del programa, el anual y el requerido para mantenerlo por varios años, a fin de lograr una proyección futura.

Computarización del Programa

Debido a que las instalaciones hidráulicas del país son muy complejas, construidas de diversos materiales y expuestas a una gran diversidad de ambientes, es necesario disponer de un sistema de información computarizado a fin de dar un seguimiento efectivo y determinar en su momento, la forma más efectiva de prevención y control de la corrosión.

Verificación del Diseño

Otro aspecto importante del programa es la verificación de los diseños, revisándose los documentos correspondientes por una tercera parte u organismo independiente antes de su autorización y emisión. La verificación del diseño tiene el fin de garantizar su adaptabilidad, aplicabilidad e inspeccionabilidad, considerando los posibles cambios en el diseño.

Previsiones

Se deberán incluir las previsiones para la aplicación del programa en instalaciones nuevas y los requerimientos especiales de naturaleza no recurrente, asimismo, asegurar que los sistemas

anticorrosivos no provoquen daños a la salud pública, interferencias dañinas con otro tipo de instalaciones ajenas, o cambios en la calidad del agua.

Monitoreo del Programa

Para que el programa sea efectivo, debe establecerse un programa permanente de monitoreo y balance que involucre al personal que lleve a cabo las funciones de lograr la prevención y control de la corrosión, tales como diseñadores, constructores, operadores y las personas encargadas de llevar a cabo la verificación de las actividades, todo ello con un balance apropiado, combinación e integración de los participantes, con objeto de identificar y corregir las discrepancias.

CONCLUSIONES

1. Los factores considerados en este trabajo son los mínimos requeridos para implantar un programa de prevención y control de la corrosión en instalaciones hidráulicas mexicanas.
2. De los factores comentados uno de los más relevantes es sin duda alguna el apoyo que pueda dar la alta dirección, para llevar a cabo la elaboración del programa y su implementación, ya que sin este apoyo, cualquier esfuerzo que se haga al respecto, será en vano.
3. Dada la importancia y el valor estratégico de las instalaciones hidráulicas del país, se sugiere establecer a la brevedad posible el programa de prevención y control de la corrosión.
4. Para la elaboración del programa, es necesario tomar en cuenta todas y cada una de las actividades que afectan al control de la corrosión.
5. La ventaja de tomar en consideración los factores mencionados, es que las actividades para la prevención y el control de la corrosión se vuelvan sistematizadas, fáciles de ejecutar y de prever errores humanos.
6. Para la elaboración de un programa de esta magnitud, uno de los factores no considerados es tomar en cuenta a todas las áreas involucradas del sector hidráulico del país.
7. Antes de desarrollar el programa, es necesario tomar en cuenta el conocimiento profundo de las instalaciones que se van a proteger, por parte del grupo de trabajo encargado.

REFERENCIAS

Subdirección de Proyecto y Construcción de Obras, Gerencia de Ingeniería de Proyecto. Manual de Procedimientos de Ingeniería de Diseño, México, PEMEX, 1990, Sección V, Ingeniería de Corrosión.

V.R. Pludek. Design and Corrosion Control. Great Britain, The MacMillan Press Ltd., 1979, Reprinted.

Ebasco Services Incorporated, Quality Management: The Competitive Edge, New York, USA, Ebasco Services Incorporated, 1985.

W. Gundaker y otros. Protección Catódica, Curso Avanzado. México, EBANAL, 1985.

A.W. Peabody, Control of Pipeline Corrosion. Hourston, Texas, National Association of Corrosion Engineers, 1980.

POLLUTION PREVENTION PROGRAMS BENEFIT WATER CONSERVATION

McAnally, A.S., Department of Civil Engineering, University of South Carolina, Columbia, S.C. 29208, USA
McAnally, C.N., S.C. Department of Health and Environmental Control

ABSTRACT

There is a need for less industrialized countries to look at industrial development in the overall context of environmentally sustainable development. Such a context demands incorporation of pollution prevention measures and policies. These policies will also support the country's water conservation program. The United States has adopted several pollution prevention initiatives at the federal and state level. The pollution prevention goals include the provision of technical assistance to industry on waste minimization techniques. This paper addresses the elements of state technical assistance programs for industry.

INTRODUCTION

The production of potable water for public, agricultural, industrial, commercial, and recreational use, as well as treatment and management of the resulting wastewater loads, has placed excessive stress on the environment in developing as well as developed countries. Water supply problems now affect the majority of major urban regions east of the Mississippi River (Vickers 1990). An estimated 25% of the nations large urban water supply systems are experiencing inadequate water resources (U.S. Congress 1988). Developing regions of the world such as Latin America have a rapidly growing environmental and public health problem due to urbanization and industrialization. Urban growth trends indicate that as many as 200 million additional people will require service by the year 2000 (United Nations 1987). This service will place monstrous strains on water supply and wastewater treatment management. Water is used by industry and the commercial establishment primarily for cooling, processes, sanitation, and landscape irrigation. There is a need for industrial development to be viewed in the overall context of environmentally sustainable national development. An essential element of this context is the incorporation of pollution prevention policies and measures. Pollution prevention policies also support a country's water conservation program.

POLLUTION PREVENTION INITIATIVES

The strategies of the federal and state governments in the United States have traditionally encouraged waste management through "end-of-pipe" treatment methods. In an effort to redirect the U.S. Environmental Protection Agency's (USEPA) environmental protection strategy, several pollution prevention initiatives were adopted.

Waste Management Hierarchy

The pollution prevention waste management hierarchy includes:

(1) source reduction, (2) recycling, (3) treatment, and (4) disposal. The emphasis in which the company must place in this management scheme is now shifting from treatment and disposal (although still critical and necessary) to source reduction followed by recycling. Figure 1 illustrates a number of approaches which can be practical for a waste reduction program. The "source control" approach may include: input material changes, technology changes, or operation/management practice changes. The "recycling" approach may be on-site or off-site, and may involve use/reuse or reclamation of materials.

South Carolina Industry Assessments

An assessment of waste minimization in South Carolina industry was performed in the summer of 1990. Three waste categories were selected for investigation: textile waste (SIC codes 22 and 23), chemical manufacturing waste (SIC code 28), and manufacturing and related industries involving metals (SIC codes 31, 32, 34, 35 and 37). Sixteen industry audits were performed in these three waste categories. The audit sample population included large corporations, medium-sized companies (less than 200 employees) and small companies (less than 50 employees). The large facilities are typically profitable with significant plant engineering and corporate program support. Most of these facilities in South Carolina have better-developed pollution prevention programs which already have achieved significant results (Snider 1990). A large number of small and even medium-sized companies do not have effective pollution prevention (waste minimization) programs. These companies generally do not have the support engineering staff and resources, nor the needed top management encouragement to pursue the pollution prevention initiatives.

The potential for water use reduction is significant in these industries. Pollution prevention options identified could help some of the facilities realize as much as a 50% reduction. Table 1 summarizes some of the potential options identified among the group of 16 facilities assessed (Snider 1990). These approaches range from simple operational/housekeeping management changes to more complex process design or product changes. Many companies could incorporate the simplest, less capital intensive measures, but the problem is they lack the information (or technical expertise) to know what the

benefits will be. This could be seen within an industrial category where many times the larger companies had implemented the simplest pollution prevention measures all the way to more complex process changes. The smaller companies within the same industrial category had not implemented even the simplest of steps. Often times these companies are managed by a few individuals who wear many "hats", one of which may be plant engineer. Also, restrictions on technology transfer were observed in situations where small companies have unit processes similar to companies in an altogether different industrial category. These conditions exaggerate the limitation of accessibility to technology/ information transfer from one company to another.

Developing Country Industry Assessment

These same problems exist to an even greater degree in the developing countries. There is a shortage of professional and technical personnel required for carrying out water pollution control activities. Conclusions have already been drawn indicating that a greater priority should be placed on water quality planning and management in university programs, and, more extension courses and in service training programs should be offered for engineers and others in management positions (Bartone 1990). The purpose of a technical assistance program is to provide the support/expertise that the smaller companies lack.

STATE TECHNICAL ASSISTANCE PROGRAMS

In the U.S. the support network for technical assistance is established at the state level, but can be decentralized to local and regional locations. State technical assistance programs can involve numerous elements, such as:

- * technical assistance information centers,
- * on-site technical assistance,
- * comprehensive audits/inventories for industries,
- * seminars, conferences,
- * grants to industry for source reduction or minimization,
- * awards programs,
- * primary research on waste reduction techniques.

Based on a study by (McAnally 1990) of eight states in USEPA Region IV observations concerning the waste reduction activities - could be categorized in 3 areas: (1) information clearing house, (2) on-site technical assistance, and (3) outreach and education efforts.

Information Clearinghouse

The information clearinghouse is a library of resources which may include books, reports, and articles (hard copies), as well as computer access to the EPA Electronic Information Exchange System (EIES). The EIES is an international as well as national communications network which contains:

- * directory of experts,
- * calendar of events,
- * publications,
- * case studies, and
- * program summaries.

On-site Technical Assistance

On-site technical assistance may involve two types of procedures. One is a one- to two-day visit at a facility to provide an overview of possible waste reduction options on which the company may pursue. The other type of visit is a detailed feasibility and economic audit. All such visits and reports are confidential while providing the management at the companies an opportunity to review the report and make changes when required.

Outreach and Education

This component may include newsletters, conferences, and workshops. The conferences can be regional one-day workshops targeting specific industrial groups, or larger waste reduction 3-day workshops involving state-wide industry with several different industrial categories targeted.

Program Administration

The programs such as the one in South Carolina are staffed by engineers, environmental science technicians and administrative assistants (secretaries) in either full-time or part-time positions. Many of the programs are funded by state appropriations only, while some have a mix of federal, and even university funds.

The programs perform in a nonregulatory advisement role even if they are housed in the state regulatory agency. Many programs are established and directed within a university, but still ultimately are responsible to the state regulatory agency. Typically, industry is much more responsive initially dealing with university consultants than consultants from a regulatory agency. If the program is located within the regulatory agency certain problems must be overcome, such as the past adversarial role industry and regulators have taken. In many states this has been accomplished, but often with a greater investment of time and effort to overcome the skepticism of the industry management.

CONCLUSIONS

Developing countries should be cognizant of the fact that most industrial technologies existing or imported do not incorporate pollution prevention measures adequately. These countries must establish programs which will strengthen their position in acquiring and transferring clean technologies. Among the elements of such programs should be an institutional infrastructure which allows technology transfer both internally as well as internationally.

REFERENCES

McAnally, A.S. (1990) Issues in The Development of Waste Reduction Programs, Final Report to the South Carolina Universities Research and Education Foundation.

Snider, E.H. and Overcamp, T.J. (1990). Assessment of Waste Minimization in South Carolina Industry. Final Report to the South Carolina Universities Research and Education Foundation.

United Nations/ The Prospects of World Urbanization: Revised as of 1984-1985/ New York (1987).

U.S. Congress/Congressional Record/Proceedings Debates of the 100th Congress/ Washington, D.C. (1988).

Vickers, Amy (1990) New Directions on Waste Minimization Technologies: Water Conservation Offers Multi-faceted Benefits. Washington, D.C.; International Conference on Pollution Prevention, 696 pp. Table 1

Table 1

Pollution Prevention Options Identified during South Carolina Industry Assessments

-
- Waste Stream Segregation
 - Use of Dilute Plating Solutions
 - Use of Flow Regulators
 - Installation of Drain Boards
 - Use of Countercurrent Multiple Rinse Tank Configuration
 - Use of Deionized Water on Selected Bath Inputs
 - Recycle Water from Polishing Operation
 - Electrolytic Metal Recovery
 - Instill Midmanagement Commitment
 - Assign Fluid Control to One Person
 - Provide Greater Worker Supervision
 - Train Operators in Proper Fluid Handling Procedures
 - Minimize Loss of Coolants due to Spillage, Leaks etc.
 - Remove Solids from Machine Sumps on a Regular Basis
 - Establish Fluid Removal Criteria/Schedule
-

Pollution Prevention Techniques

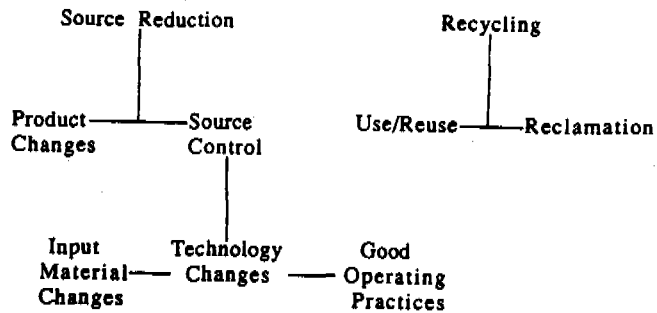


Figure 1. Pollution Prevention Techniques.

PROPUESTA DE NORMATIVIDAD MEXICANA PARA LA CALIFICACION DE INSPECTORES EN RECUBRIMIENTOS ANTICORROSIVOS

Alfredo A. González C. y Fernando Berthier R., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnahuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México, C.P. 62550

RESUMEN

Debido a la demanda de un servicio altamente eficiente exigido al sector hidráulico mexicano, administrado por la Comisión Nacional del Agua (CNA) y a su tendencia en adoptar un sistema de aseguramiento de la calidad que le permite garantizar que los sistemas, partes y componentes de su infraestructura sean proyectados, fabricados y mantenidos de acuerdo con el servicio exigido, se desprende el presente trabajo cuyo objetivo es proponer una norma que establezca los requisitos que debe reunir el personal cuyas actividades se relacionan con la inspección de recubrimientos anticorrosivos, a fin de que en el futuro, la CNA incluya en sus contratos de aplicación, dicha normatividad con el consecuente incremento de la vida útil de las instalaciones hidráulicas del país.

INTRODUCCION

La CNA al igual que otras dependencias gubernamentales encargadas de la prestación de servicios a la comunidad, requiere establecer un mecanismo que le permita garantizar que estos sean entregados con calidad, oportunidad y continuidad, necesitando por consiguiente que durante las etapas de construcción y operación, los procedimientos de control de los trabajos y actividades que contrata y desarrollar directamente, sean ejecutados con personal calificado, lo que significa que el personal encargado de la inspección, supervisión y aceptación de dichos trabajos cuenten con un nivel de preparación que permita garantizar la calidad de los mismos como es el caso de los soldadores e inspectores encargados de realizar los exámenes no destructivos, donde el requisito indispensable es contar con el aval o calificación de alguna institución nacional o internacional reconocida como DGN, LAPEM, AWS, ASME, API y otras.

En el caso de las actividades relacionadas con la aplicación de recubrimientos anticorrosivos, se requiere de experiencia y de un control adecuado de los trabajos desarrollados debido a la importancia y el costo de los mismos.

Para lograr lo anterior, es requisito indispensable establecer los requerimientos de capacitación, entrenamiento, calificación, certificación y en su caso la renovación del grado o nivel de conocimiento y/o habilidad para desarrollar las funciones que debe cumplir un inspector calificado de recubrimientos, debido a lo cual, el presente trabajo propone una normativa para calificar al personal que tenga a su cargo el control de la calidad de las actividades relacionadas con la inspección de los trabajos de protección a base de recubrimientos anticorrosivos.

SITUACION ACTUAL

A continuación se señalan algunos de los aspectos donde se han encontrado desviaciones a las actividades relacionadas con la supervisión del control de la aplicación de los sistemas anticorrosivos.

- Falta de certificados de verificación, calibración y pruebas de instrumentos de control de calidad de los recubrimientos.

- Inexistencia de las mediciones del perfil de rugosidad de las superficies.
- Ejecución de pruebas de recubrimientos por métodos no representativos.
- Carencia de los instrumentos necesarios para el control de la calidad de los recubrimientos, tales como medidores de espesor, de adherencia, detector de poros y otros.
- Inspectores de control de calidad de recubrimientos habilitados en el momento de ejercer su función sin los conocimientos teóricos mínimos para ejercer su función o supervisores con una gran experiencia práctica sin preparación escolar adecuada.
- Recepción y control inadecuado de los recubrimientos
- Aplicación de los recubrimientos sobre superficies con temperaturas superiores a la máxima permitida.
- Recubrimientos aplicados por métodos no recomendados.
- Almacenamiento inadecuado de los materiales.
- Uso de recubrimientos sin el respectivo certificado de análisis emitido por un laboratorio acreditado.
- Aplicación de los sistemas de recubrimiento en desacuerdo con lo previsto en los procedimientos aprobados y en las normas técnica aplicables.
- Ausencia de secador de arena y local cubierto para la arena.
- Procedimiento de aplicación de recubrimientos incompleto.
- Utilización de arena para limpieza, de tamiz superior al especificado.
- Ejecución de limpieza manual en áreas que posteriormente se recubren con primarios inorgánicos de zinc, perjudicando la adherencia del material.
- Intervalos de aplicación entre capas superiores a los establecidos.
- Uso excesivo de disolventes durante el mezclado y homogeneizado del recubrimiento.
- Aplicación de los recubrimientos en zonas que van a ser soldadas.

- No se protegen las zonas que no se desean recubrir.
- Menor o mayor espesor al especificado.
- Escurrimientos, grietas y falta de uniformidad de los recubrimientos.

De lo anterior se observa la existencia de un gran número de desviaciones a la calidad antes y durante los trabajos de aplicación de los recubrimientos, de las cuales se puede concluir lo siguiente:

- a) Conocimiento inadecuado del manejo y aplicación de los instrumentos de control de la calidad de los recubrimientos.
- b) Desconocimiento teórico y práctico de lo que son los recubrimientos.
- c) Escolaridad deficiente del personal aplicador y de supervisión.
- d) Dificultad por parte de los inspectores para interpretar las normas, especificaciones y los procedimientos relacionados con el trabajo.

PROPUESTA NORMATIVA

En base a los anteriormente señalado y considerando la problemática que se tiene en la actualidad en el sector hidráulico del país, se propone la siguiente normativa para la calificación de inspectores en recubrimientos anticorrosivos.

Requisitos de los Candidatos

Los candidatos a obtener la calificación de inspectores deberán cumplir con lo siguiente:

. Escolaridad mínima: Preparatoria terminada.

. Experiencia profesional comprobada: Dos años trabajando en la supervisión de actividades relacionadas con la aplicación de recubrimientos; en el caso de que el candidato solo haya cursado el nivel de secundaria, deberá demostrar tener un mínimo de cinco años en éstas actividades.

. Tomar un entrenamiento teórico de 60 horas mínimo.

. Tomar un entrenamiento práctico de 20 horas mínimo.

. La validación de los entrenamientos deberá considerar un aprovechamiento mínimo del 80% de los créditos.

Agudeza visual: El candidato debe presentar un exámen médico para demostrar su agudeza visual ya sea natural o corregida.

Metodología para la Calificación

Se deberán seguir las siguientes etapas para la calificación de los inspectores:

. Presentar un exámen teórico sobre aspectos generales de los principios en los que se basa la protección anticorrosiva por medio de sistemas de recubrimiento.

. Presentar un exámen práctico documentado sobre la solución de casos que incluyan especificaciones de recubrimientos, métodos de ensayos y pruebas; elaboración de sistemas de recubrimientos, desarrollo de procedimientos, listas de verificación, adquisición de materiales e interpretación de los certificados de control de calidad.

. Presentar un exámen práctico de campo donde se realice inspección visual de superficies antes y después de la aplicación, caracterización del grado de oxidación de los sustratos y determinación del grado de limpieza, determinación de impurezas, granulometría de la arena, perfil de rugosidad, medición de película húmeda y seca, medición de humedad relativa, temperatura del ambiente, temperatura de superficie, pruebas de adherencia, discontinuidad de película, calibración de instrumentos de control y por último, interpretación de fallas y propuestas de prevención y control de la corrosión

ENTRENAMIENTO

El programa de entrenamiento cubrirá los siguientes temas:

INTRODUCCION

Finalidad de la Inspección de los Recubrimientos de Protección Actividades y Responsabilidades del Inspector

Metodología de Calificación

1 PRINCIPIO DE CORROSION

Conceptos Básicos

Importancia del Problema

Clasificación de los Procesos de Corrosión

Medios Corrosivos más Comunes

Técnicas de Protección Anticorrosiva

2 DESCRIPCION DE RECUBRIMIENTO Y SISTEMA DE RECUBRIMIENTO

3 CONSTITUYENTES DE UN RECUBRIMIENTO

Componente Principal

Componente Auxiliar

Terminología

4 PROCESOS FUNDAMENTALES DE FORMACION DE PELICULAS

Cohesión

Adhesión

5 MECANISMOS DE FORMACION DE PELICULA

Evaporación de Solvente

Oxidación

Coalescencia

Polimerización Térmica

Polimerización por Condensación

6 PRINCIPALES MECANISMOS DE PROTECCION DE PELICULAS DE RECUBRIMIENTO

Disminución de Movimiento Iónico

Pigmentos Inhibidores

Protección Catódica por Pigmentos Metálicos

7 PRINCIPALES VEHICULOS

Asfaltos y Alquitranes
Aceites Vegetales
Resinas Alquidálicas
Resinas Fenólica
Resinas Acrílica y Estirenoacrilatos
Resinas Vinílicas
Hules Clorados
Resinas de Silicón
Resinas Epóxicas
Resinas de Poliuretano
Silicatos Inorgánicos
Silicatos de Etilo
Comentarios Finales sobre los Vehículos

8 PRINCIPALES PIGMENTOS

Fosfato de Zinc, Minio, Óxido de Hierro, Zinc en Polvo, Aluminio, Dióxido de Titanio y otros

9 PRINCIPALES TIPOS DE RECUBRIMIENTOS

Alquidálicas, Epóxicas, Hules Clorados, Poliuretanos, Acrílicas Vinílicas y otros

10 PROPIEDADES DE PELÍCULA Y RECUBRIMIENTOS

Relación Epoxi-Alquitrán e Hulla
Contenido de Minio en Pigmento
Contenido de Zinc Metálico en Película Seca
Tiempo de Secado
Poder Cubriente
Sólidos en Peso
Sólidos en Volúmen
Rendimiento Teórico
Estabilidad
Fineza de molido
Identificación de la Resina
Contenido de Pigmento

Dureza

Brillo

Resistencia a la Niebla Salina

Resistencia al 100% de Humedad

Resistencia al Dióxido de Azufre

Resistencia a los solventes

Resistencia a la Inmersión en Agua Salada

Resistencia a la Inmersión en Hidróxido de Sodio

Doblez en Mandril Cénico

Adherencia

Resistencia a la Abrasión

Lixiviación

Viscosidad

Vida Útil de la Mezcla

Pruebas de Laboratorio Adicionales

11 PREPARACION DE SUPERFICIE

Limpieza Manual, Mecánica y con Abrasivos

Estado Inicial de Oxidación

Materiales y Equipo Empleado

Patrones de Preparación

Métodos Complementarios (Fosfatizados y Primerios de Lavado)

12 PRINCIPIOS Y METODOS DE APLICACION

Aplicación con Brocha

Aplicación con Rodillo

Aplicación por Aspersión Convencional

Aplicación por Aspersión sin aire

Noiones sobre la Aplicación de Recubrimientos por Inmersión

Electroforesis, Electrostática y en Caliente

13 NORMATIVA RELACIONADA CON LOS SISTEMAS DE RECUBRIMIENTOS

PEMEX, CFE, DGN, NACE, SSPC, ASTM y otras

14 REPARACION Y RETOQUE

15 FORMA DE ESPECIFICAR

16 INSPECCION DURANTE LA RECEPCION

17 CONTROL DE CALIDAD

Inspección visual de la superficie antes y después de la preparación

Determinación de la Granulometría de la Arena

Detección de Impurezas en la Arena

Determinación del perfil de Rugosidad

Medición del Espesor de Película Seca

Prueba de Adherencia Prueba de Discontinuidad

Medición de la Humedad Relativa del Aire

Medición de la Temperatura Ambiente

Verificación y Calibración de los Instrumentos de Control

18 FALLAS DURANTE LA APLICACION Y SERVICIO

Escurrimiento, Exceso de Espesor, Cáscara de Naranja, Espesores Irregulares, Manchas, Sobre dispersión, Poros, Descascaramiento, Sangrado, Grietas, Impregnación de Abrasivos, Atrapamiento de Cerdas de Brocha, Arrugas, Ampollas, Corrosión Bajo Película, Acocodrilamiento y otras.

19 PROCEDIMIENTOS DE EJECUCION DE LA APLICACION DE OS RECUBRIMIENTOS

20 PLANES DE INSPECCION Y LISTA DE PROCEDIMIENTOS Y VERIFICACIONES

21 SEGURIDAD

Cuidados en el manejo, problemas debidos a la inhalación y contacto continuo con los productos, ventilación adecuada y equipo de protección

22 REGISTRO DE RESULTADOS E INFORME FINAL

23 BIBLIOGRAFIA

CONCLUSIONES

1. La tecnología actual encaminada a la fabricación de recubrimientos para la protección anticorrosiva de superficies metálicas, tiene como finalidad elaborar productos de alta calidad, por lo que, no se debe permitir que estos se apliquen sin un control eficaz, ya que la calidad obtenida en la fabricación se vería comprometida debido a deficiencias en la aplicación.

2. Si durante la aplicación de los recubrimientos se cuenta con un control a través de técnicos entrenados y calificados, el comportamiento de los sistemas de recubrimientos mejorará sensiblemente, como resultado de la aplicación de procedimientos y controles más rigurosos.

3. Es importante calificar al personal dedicado a las actividades de inspección, debido a que la infraestructura hidráulica del país requiere de una instalaciones seguras, continuas en el servicio y económicas en su operación.

4. Por lo anteriormente expuesto, se considera que la CNA debe implementar una normativa como la que se propone en el presente trabajo, a fin de que el personal que lo acredite, pueda garantizar que las actividades de inspección, se desarrollen conforme a la calidad establecida en los documentos de ejecución de los proyectos.

REFERENCIAS

Orphao Lobo A.C., QualificaCao Centralizada de Inspetores de Pintura Industrial, ContribuiCao técnica apresentada no 14o. Seminario Nacional de Corrosao, ABRACO, Sao Paulo, Brasil. 1987, pp 15.

Orphao Lobo A.C., QualificaCao de Inspetores de Qualidade de Pintura, Boletim Técnico e Informativo ABRACO, Rio de Janeiro, Brasil, Jan/ Abr 1985, Vol. IV nos. 1, pp 13.

American Society for Testing and Materials, Standard Guide for Paint Inspectors, Designation D3276, USA, 1980, pp 15.

Julio Landgrave R. y J. Manuel Cruz P., Facultad de Química, UNAM, Maestría en Ingeniería Química (Proyectos), Ciudad Universitaria, 04510 México, D.F., México.

RESUMEN

En el presente trabajo se propone una metodología para estructurar un proyecto de construcción de plantas de tratamiento de efluentes acuosos industriales, haciendo hincapié en las actividades de mayor repercusión sobre la eficiencia del equipo de tratamiento, inversiones y costos de operación de los sistemas, así como en el tiempo de ejecución del proyecto.

INTRODUCCION

Para el diseño, instalación y montaje de plantas de tratamiento de efluentes acuosos industriales, es necesario estructurar el proyecto en forma diferente respecto a los proyectos de construcción de otro tipo de plantas, tales como las de la producción de agua potable y el tratamiento de aguas negras municipales.

Esta necesidad es consecuencia de varios factores: De índole técnica, económicos y de carácter contractual. Esto conduce a efectuar una serie de actividades dentro del proyecto que normalmente no se realizan para la instalación de las plantas de tratamiento convencionales. Estas actividades adicionales cubre los siguientes aspectos:

- Revisión del uso eficiente del agua en el proceso industrial generador de los efluentes, con lo cual se conseguirá definir la posibilidad de recirculación de agua tratada a diferentes equipos del proceso, además de establecer lineamientos de ahorro en el consumo de agua durante la operación de la planta.

- Definición de la factibilidad de subsistir al empleo, o bien, recuperar los agentes químicos de naturaleza contaminante presentes en los efluentes, consiguiendo economías en la operación de la planta.

- Análisis de impacto ambiental ocasionado por los compuestos tóxicos descartados, de acuerdo al marco normativo en vigor y para el beneficio de la población.

Cabe resaltar la relevancia que tiene la recirculación del agua tratada al proceso industrial ya que en instalaciones de otros países y de acuerdo a proyectos recientes manejados en México se ha conseguido disminuir el consumo de agua de suministro en el proceso hasta un 65%. Por otro lado, normalmente los proyectos de construcción de plantas de agua de suministro de proceso, potabilizadoras y de tratamiento de aguas negras, están estructuradas en dos etapas: Proyecto Ejecutivo y Proyecto de Obra. Para el caso de proyectos de plantas de tratamiento de efluentes acuosos industriales, es necesario considerar una etapa previa al proyecto ejecutivo, que puede denominarse Proyecto Básico. Este debe incluir la definición precisa y cuantitativa del problema específico considerando integralmente el proceso industrial generador de contaminantes y las alternativas técnicas factibles y económicamente rentables de equipo de tratamiento.

CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

EL tratamiento de efluentes acuosos industriales implica la ejecución de proyectos con características más similares a los de la construcción de plantas de procesamiento que a las de los proyectos de tratamiento convencionales de agua de suministro y de aguas negras. A continuación se presentan las principales características por considerar.

Integración proceso industrial-sistema de tratamiento

La propuesta del sistema de tratamiento de efluentes debe tomar en cuenta en forma integral el proceso industrial y los equipos alternativos de tratamiento. Durante el proyecto Básico deberán identificarse en el proceso industrial los equipos con mayor consumo de agua y su calidad requerida para el servicio, así como los puntos de descarga de contaminantes. El proceso industrial también debe analizarse desde el punto de vista eficiente del agua de suministro de equipo de proceso, calderas y torres de enfriamiento.

Este análisis integral del proceso industrial, puede conducir a realizar modificaciones al proceso en sí, antes de contemplar alguna alternativa de tratamiento. Estas modificaciones si bien no llegaran a eliminar la necesidad de instalar sistemas de tratamiento, bien podrían disminuir sus dimensiones. En algunos casos, con sólo efectuar ajustes en condiciones de operación de equipos clave del proceso, pueden disminuirse apreciablemente el consumo de agua y la descarga de compuestos tóxicos hacia el medio ambiente.

En caso de requerirse realmente un tratamiento de efluentes, habrá que plantear las siguientes preguntas: ¿Dónde es conveniente instalar el sistema de tratamiento?, ¿inmediatamente a la salida del equipo generador?, o bien, ¿al final del cabezal de descarga de efluentes del proceso? Generalmente, cuando se visualiza la necesidad de instalar un sistema de tratamiento de efluentes acuosos industriales, no está definida la siguiente información: Volumen de descarga, caracterización fisicoquímica y microbiológica del efluente, pérdidas de agua por evaporación hacia la atmósfera (si las particulares de descarga estipuladas específicamente para la industria y ubicación geográfica en cuestión. Recabar esta información es una de las primeras actividades del proyecto básico. En el caso de proyectos de ingeniería sanitaria generalmente esta información está definida, con base a la experiencia obtenida en otras plantas similares.

Usos del agua tratada

Otra característica distintiva de los proyectos de tratamiento de efluentes acuosos industriales respecto a los proyectos de suministro y sanitarios, es que en los primeros no está definido previamente el uso que tendrá el agua tratada. Los efluentes industriales tratados tienen una amplia gama de aplicaciones y usos, mientras que siempre el agua de suministro se empleará como agua potable e industrial (de proceso, para alimentación de calderas y torres de enfriamiento) y las aguas negras tratadas se emplearán para riego.

Los principales usos de los efluentes industriales tratados son: Reciclaje al proceso, riego, bebida de ganado y limpieza. Como se puede apreciar estas aplicaciones del agua tratada tienen un común denominador, la reutilización del agua en vez de descargarla solamente a un cuerpo receptor.

El reciclaje de agua tratada al proceso industrial puede efectuarse sin repercutir desfavorablemente en la calidad de los productos finales, si es que se instalan sistemas de tratamiento eficientes cuyo funcionamiento ha sido comprobado en el plano internacional y que cumplan con normas y estándares establecidos. Adicionalmente, si es que se recircula una porción del efluente tratado (póngase por caso, del orden del 70%) y la porción complementaria se cubre con agua fresca, se garantiza aún más la calidad de los productos finales.

Asimismo, cabe mencionar que las alternativas de reciclaje de efluentes pueden ser numerosas, dado que en el proceso se pueden tener varios puntos de inyección con diferente calidad de agua. Este hecho a su vez repercute en el grado de tratamiento que se debe realizar en el o los efluentes, es decir, algunos requerirán un tratamiento exhaustivo para cumplir con algún parámetro estipulado en el punto de inyección, mientras que otro efluente no podría requerir un tratamiento tan complejo, en el caso que se reciclara a otro punto del proceso, donde las especificaciones del agua tratada fueran más flexibles. La figura 1 representa el reciclaje de agua propuesto para un proceso industrial en el cual se tienen tres efluentes acuosos diferentes, dos puntos de inyección, un reciclaje de agentes químicos y una salida de agua tratada para riego.

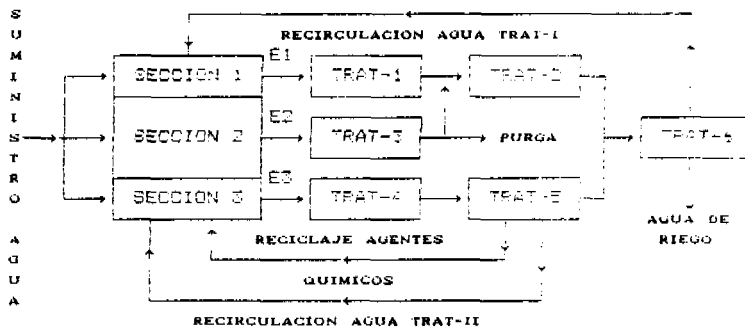


Fig.No.1. Esquema de reutilización de aguas tratadas y reciclaje de agentes químicos

Por lo que respecta a la utilización del agua tratada en riego, también se tienen varias alternativas: Riego de jardines, de forrajes y de hortalizas. Como es natural, su selección dependerá de la localización de la planta industrial y de los requerimientos de agua de la región. Las especificaciones del agua tratada son diferentes para cada caso.

Otro uso que podría tener el agua tratada en forma generalizada es su consumo como bebida para ganado y aves. Las especificaciones vigentes son razonablemente flexibles dado que no se trata de agua para consumo humano y la tecnología de equipo de tratamiento es lo suficientemente confiable para garantizar que no hayan repercusiones indeseables para la población.

Otra buena posibilidad de reutilización del agua tratada es su empleo en lavanderías y en la limpieza de autmotores. Este uso se aplica cuando la planta industrial está situada en las inmediaciones de zonas urbanas, o bien, cuando la fuente generadora de efluentes acuosos es un complejo habitacional o turístico de capacidad apreciable. Nótese que en este caso el efluente puede provenir de una planta tratadora de aguas negras. Al igual que en la aplicación anterior, la reutilización de este tipo de aguas es factible puesto que las especificaciones correspondientes y el equipo disponible son satisfactorios para este fin. Además, el ser humano no estará en contacto directo con el efluente.

En el caso de reciclaje de aguas jabonosas a la misma lavandería, la desinfección complementaria a los procesos de tratamiento, tiene efectividad suficiente para eliminar cualquier riesgo que pudiera ocasionar la presencia de bacterias provenientes de las excreciones de la piel despositadas en la ropa sucia.

Selección del tipo de tratamiento

El tipo de tratamiento seleccionando a través de las actividades del proyecto básico, tiene importancia relevante en el buen funcionamiento de la planta, en su inversión y en sus costos de operación. Es por esto que se debe considerar en el proyecto la participación de personal con amplia experiencia en ingeniería de procesos aplicada específicamente al tratamiento de efluentes industriales, evaluación de tecnología y diseño de equipo. Las tecnologías disponibles en el plano internacional (documentadas por la Environment Protection Agency, U.S. EPA.) se clasificaron en tres niveles de complejidad:

- Mejor tecnología practicable (Best practicable technology, BPT). - Los equipos involucrados en esta denominación fueron los que se utilizaron por vez primera para efectuar el tratamiento de efluentes acuosos industriales. Su eficiencia, inversión y costos de operación fueron moderados, de acuerdo a los resultados de encuestas llevadas a cabo durante 1978 en empresas de varios sectores industriales.

- Mejor tecnología disponible (Best available technology, BPT). - Fue Producto de los comentarios realizados en la encuesta antes citada. Incluye mejoras sencibles que se reflejan en el incremento de eficiencia de tratamiento, aunque su inversión y costos de operación se evaluaron proporcionalmente. Data de 1983.

- Mejor tecnología controlada (Best control technology, BCT). - Su implementación comenzó en 1989 incluyendo equipo de tratamiento muy depurado con base en la experiencia alcanzada durante la operación de las plantas construidas hasta ese momento y tomando en cuenta una normatividad ecológica más estricta en lo que respecta a límites máximos permisibles de descarga.

Los tipos de tratamiento empleados en estas tecnologías se pueden agrupar en: Tratamiento físico, tratamiento fisicoquímico, tratamiento químico y tratamiento biológico. Como se puede apreciar esta clasificación es la misma que se tiene para tratamiento de agua de suministro o de aguas negras; la diferencia estriba en la forma de proponer un tipo de tratamiento para un servicio dado y en los criterios utilizados para diseñar el equipo de los sistemas. Esta diferencia se traduce en equipos con dimensiones y características diferentes a las que tendrían los equipos convencionales de tratamiento. Las operaciones principalmente utilizadas son: Igualación, clarificación, filtración, cribado, precipitación/floculación, oxidación/reducción, neutralización, aereación y oxidación biológica, microfiltración, ósmosis inversa y evaporación.

ACTIVIDADES DEL PROYECTO

La tabla 1 presenta las actividades del proyecto de tratamiento de efluentes acuosos industriales, divididas en las tres etapas propuestas al principio del presente trabajo. Durante la ejecución de estas actividades intervienen nueve clases de organizaciones con objetivos y técnicas de trabajo específicas, pero las cuales deben conjuntar esfuerzos para alcanzar el buen logro del proyecto. Estas son: Empresa industrial, consultores, licenciadores de tecnología, centros de investigación y de servicio (laboratorios), firmas de ingeniería, proveedores de equipo, empresas constructoras, dependencias gubernamentales que manejan normatividad ecológica, aspectos de salud y regulaciones en general y organismos crediticios y de financiamiento. Como se puede concluir, las funciones de concertación y de carácter administrativo tienen un papel relevante en estos proyectos, para lograr continuidad, calidad en el tratamiento, control del presupuesto y entrega oportuna de la planta tratadora operando establemente.

Tabla No. 1 Actividades de un proyecto de construcción de plantas tratadoras de efluentes acuosos industriales.

Proyecto básico	-Caracterización de efluentes -Selección de tecnología -Ingeniería Conceptual -Estimado preliminar de inversión -Estimado de superficie
Proyecto ejecutivo	-Ingeniería básica -Ingeniería de detalle -Selección de proveedores de equipo
Proyecto de obra	-Fabricación equipo mayor -Fabricación de equipo auxiliar -Adquisición de materiales -Construcción civil -Montaje de equipo y materiales -Pruebas sin carga -Pruebas con carga

Ingeniería conceptual

Estas actividades además de los puntos mostrados en la tabla anterior, cubren los estudios necesarios para definir las mejoras que deben realizarse al proceso industrial y el esquema del sistema de tratamiento de efluentes, incluyendo reciclaje de agua y repercusión de agentes químicos. Asimismo, debe efectuarse el análisis técnico-económico de alternativas considerando los beneficios obtenidos con la reutilización de agua tratada y reciclaje de agentes químicos. En esta etapa del proyecto se obtiene un estimado de orden de magnitud del presupuesto requerido ($\pm 25\%$). La empresa productora debe tomar decisiones para implementar las mejoras sugeridas al proceso, antes de proseguir a la instalación de la planta de tratamiento.

Ingeniería Básica

Se definen en primer término las bases de diseño del proyecto, de acuerdo a los resultados obtenidos durante el trabajo experimental necesario para cada una de las etapas de tratamiento propuestas y a las pruebas de tratabilidad de los efluentes llevada a cabo. La principal información que se genera es: Bases de diseño, lista de equipo de proceso, diagrama de tubería e instrumentos, plano de localización general de equipos y diagrama de servicios auxiliares. Es necesario contar con cotizaciones de proveedores de equipo de proceso y de servicios auxiliares para conocer dimensiones más precisas de dichos equipos, así como para disponer de los costos necesarios para afinar el presupuesto del proyecto ($\pm 10\%$).

Ingeniería de detalle

En esta etapa se realiza la ingeniería en sus diferentes especialidades para contar con la siguiente información: Cimentaciones, dibujos isométricos de tubería, mecánica de suelos, diagramas unifilares, estructuras y lista de instrumentos y dispositivos de control. Con base en esta información se preparan las listas de materiales del proyecto y se solicitan las cotizaciones respectivas, para afinar el presupuesto (también $\pm 10\%$).

Adquisición de equipo y materiales

Es primordial contar con una aceptable disponibilidad de capital en forma oportuna para colocar en el momento preciso, las órdenes de compra del equipo de proceso y de servicios auxiliares, así como los materiales de construcción respectivos. Este hecho cobra mayor importancia dado que aproximadamente el 30% del equipo de proceso de este tipo de proyectos proviene del exterior y es necesario fincar el pedido con el anticipo correspondiente. Para la calendarización del proyecto debe considerarse el tiempo de internación de equipo.

Construcción, pruebas y arranque

La obra civil es la tarea que más insiste en el tiempo de construcción de los sistemas de tratamiento, razón por la cual deberá iniciarse lo más tempranamente posible pues el montaje de equipos de proceso y tuberías es relativamente simple. Por lo que respecta a las pruebas deben efectuarse en primer término sin carga de efluente, para probar el equipo y las instalaciones propiamente dichas. A continuación se procederá a las pruebas con carga, siendo la estabilización de las etapas de tratamiento biológico la actividad que requiere mayor esfuerzo; es necesario inocular el sustrato bacteriano, controlar su crecimiento y estabilizarlo en el punto óptimo de digestión.

ASPECTOS CONTRACTUALES

De acuerdo a la experiencia, se propone la firma de un contrato integral entre la empresa industrial y una compañía con capacidades amplias y suficientes para desarrollar el proyecto globalmente. Esta recomendación obedece al hecho de que se puede controlar en forma mucho más eficiente las actividades y el presupuesto del proyecto y además se logra disminuir el tiempo total de realización del mismo. Sin embargo, en algunas ocasiones y por reglamentaciones de Ley de Obra Pública es necesaria la apertura de tres concursos sucesivos: Para el proyecto Básico, para el Ejecutivo y para el Proyecto de Obra.

CONCLUSIONES

Si bien es cierto que se puede aprovechar ampliamente la tecnología disponible y la experiencia adquirida en sistemas convencionales de tratamiento, también lo es que los efluentes acuosos industriales deben tratarse considerando adicionalmente aspectos de ingeniería de proceso.

REFERENCIAS

Diario Oficial de la Federación, México, D.F. a lunes 6 y martes 7 de junio, jueves 4 de agosto, miércoles 19 de octubre y miércoles 14 de diciembre de 1988.

Environment Protection Agency (U.S. EPA) Ambient Water Quality Criteria for Chromium Limits, Washington, D.C. 1980.

Linsley, R.K. (1979) Water Supply and Sewerage, McGraw Hill.

Schoeder, Edward D. (1977), Water and Wastewater Treatment, Editorial McGraw Hill.

Shields, Edward J. (1985), Pollution Control Engineer's Handbook, Editorial Pudvan Publishing Co., U.S.A.

Steel, E.W. et al (1979), Water Supply and Sewerage, Editorial McGraw Hill.