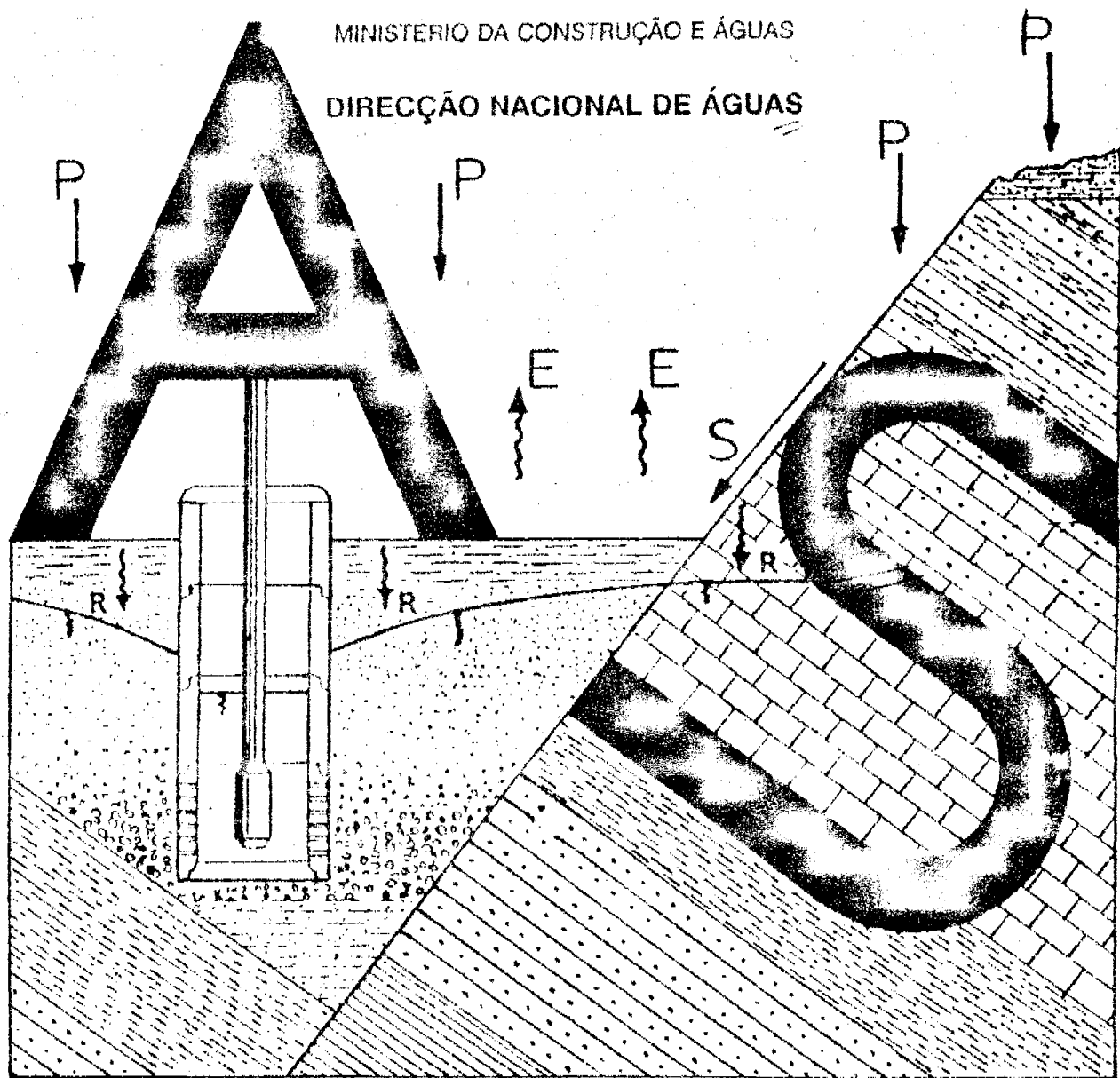




REPÚBLICA DE MOÇAMBIQUE

MINISTÉRIO DA CONSTRUÇÃO E ÁGUAS

DIRECÇÃO NACIONAL DE ÁGUAS



ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

TOMO 2 : CAPÍTULO 8 - 12

E.H. SMIDT

J.L.J. DE SONNEVILLE

Estes apontamentos são dedicados aos nossos professores, falecidos, Dr. J.H. Edelman e Prof. Dr. N.A. de Ridder, que nos ensinaram, não só muitos aspectos técnicos dos estudos das águas subterrâneas, mas sobretudo foram grandes profissionais com dedicação profunda quanto aos projectos de abastecimento de água e ao ensino técnico nos Países do Sul. Trabalharam sempre muito duramente e mostraram grande paciência com os seus estudantes. Sabemos que eles foram inspirados pelo desejo de contribuir para a solução do problema da falta de água, em quantidade suficiente e de boa qualidade, na vida de milhares de pessoas no Mundo.

CONTEÚDO

TOMO I

Conteúdo	i
Lista das tabelas	xii
Lista das figuras	xii
Prefácio	xvi

MÓDULO 1

1	AGUA SUBTERRÂNEA: ASSUNTOS INTRODUTÓRIOS	1
1.1	Introdução	1
1.2	Água subterrânea e a vida diária	2
1.3	Breve história do conhecimento e do uso da água subterrânea	4
1.4	O ciclo hidrológico	7
1.5	Recursos hídricos subterrâneos	12
1.6	Instituições Moçambicanas ligadas com as águas subterrâneas	13
1.7	Água subterrânea na área do Maputo	15
	Respostas às perguntas	18
	Exercícios	18
	Referências	19

MÓDULO 2

2	AS PROPRIEDADES FÍSICAS DA ÁGUA E DO MATERIAL SUBTERRÂNEO	20
2.1	Introdução	20
2.2	Características físicas da água	21
	2.2.1 Densidade	21
	2.2.2 Viscosidade	21
2.3	Classificação dos materiais subterrâneos	22
2.4	Características dos materiais subterrâneos	29
	2.4.1 Porosidade, retenção específica e rendimento específico	29
	2.4.2 Permeabilidade e transmissibilidade	32
	2.4.3 Resistência hidráulica	35

BN 11805-2
 ZIZO GIAG

2.4.5	Heterogeneidade e anisotropia	35
2.5	Aquíferos na área de Maputo	36
	Respostas às perguntas	37
	Exercícios	37
	Referências	38
3	QUALIDADE DE ÁGUA SUBTERRÂNEA	39
3.1	Introdução	39
3.2	A relação entre a qualidade de água e a sua utilização	39
3.2.1	Água potável	39
3.2.2	Água para pecuária	40
3.2.3	Água para irrigação	41
3.3	Componentes de qualidade de água	43
3.4	Composição de água doce	49
3.4.1	Água de recarga	49
3.4.2	As mudanças da qualidade de água subterrânea durante e depois da sua recarga	49
3.5	Fontes de água subterrânea salobra ou salgada	53
3.5.1	Geral	53
3.5.2	Origens diferentes de água salobra/salgada	53
3.5.3	Fenómenos físicos que influenciam o conteúdo do sal	54
3.6	Exemplo: água salobra/salgada nos arredores de Maputo	58
	Respostas às perguntas	60
	Exercícios	62
	Referências	62

MÓDULO 3

4	HIDROGEOLOGIA	63
4.1	Introdução	63
4.2	Rochas ígneas e metamórficas	63
4.3	Rochas sedimentares	68
4.3.1	Rochas sedimentares finas	68

4.3.2	Grés	70
4.3.3	Calcário	71
4.3.4	Qualidade de água subterrânea nas rochas sedimentares	72
4.4	Materiais sedimentares não-consolidados	73
4.4.1	Materiais eólicos	74
4.4.2	Depósitos aluvionares	74
4.4.3	Depósitos nas zonas costeiras	78
4.5	Influência de falhas e dobras	78
4.6	Nascentes	81
4.7	Exemplo: perfil hidrogeológico Manica-Sofala	82
4.8	Observações finais	83
	Respostas às perguntas	83
	Exercícios	84
	Referências	85
5	OCORRÊNCIA E CAPTAÇÃO DAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS EM MOÇAMBIQUE	86
5.1	Introdução	86
5.2	Geologia de Moçambique	86
5.3	Carta Hidrogeológica de Moçambique	90
5.4	Ocorrência de água subterrânea em Moçambique	91
5.4.1	Complexo cristalino	91
5.4.2	Materiais sedimentares	94
5.5	Aproveitamento de água subterrânea em Moçambique	97
5.6	Relação entre as necessidades e a capacidade de execução	100
	Respostas às perguntas	102
	Exercícios	102
	Referências	103

MÓDULO 4

6	FLUXO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA	104
6.1	Geral	104
6.2	Tipos de aquíferos e coeficiente de armazenamento	105
6.2.1	Tipos de aquíferos	105
6.2.2	Coeficiente de armazenamento	106
6.3	Princípios básicos do fluxo de água subterrânea	110
6.3.1	A lei de Darcy	110
6.3.2	Continuidade ou a lei de conservação de massa	117
6.3.3	Condições de fronteira	117
6.4	Equivalência entre a lei de Darcy e a lei de Ohm	117
6.4.1	Geral	117
6.4.2	Fluxo horizontal num sistema composto de camadas aquíferas	118
6.4.3	Fluxo vertical num sistema composto de camadas	118
6.5	Equações diferenciais para o fluxo de água subterrânea	119
6.5.1	Geral	119
6.5.2	Lei de conservação de massa (equações de continuidade)	123
6.5.3	Fluxo permanente em aquíferos (semi-)confinados	126
6.5.4	Fluxo permanente em aquíferos freáticos: as suposições de Dupuit-Forchheimer	130
6.5.5	Fluxo radial permanente	135
6.5.6	Fluxo não-permanente em aquíferos semi-confinados e freáticos	137
6.6	Soluções analíticas para várias situações do fluxo permanente de água subterrânea	137
6.6.1	Metodologia	137
6.6.2	Fluxo subterrâneo uni-dimensional sem recarga num aquífero confinado e freático	138
6.6.3	Fluxo uni-dimensional com recarga uniforme num aquífero freático	145
6.6.4	Fluxo subterrâneo radial num aquífero confinado	149
6.6.5	Fluxo subterrâneo radial com recarga uniforme num aquífero freático	151
6.7	Outros tipos de solução para as equações diferenciais	156
6.7.1	Rede de fluxo	156

6.7.2	Métodos numéricos	156
6.8	Método de superposição	161
6.9	Exemplo: Cálculo do fluxo subterrâneo no perfil entre o Rio Infulene e a zona costeira	163
	Respostas às perguntas	172
	Exercícios	173
	Referências	177
7	ÁGUA SUBTERRÂNEA DOCE E SALGADA	1
7.1	Introdução	1
7.2	Princípio de Badon Ghijben - Herzberg e aplicações	1
7.3	Intrusão salina	6
	7.3.1 Geral	6
	7.3.2 Intrusão salina horizontal	7
	7.3.3 Intrusão salina vertical	10
7.4	Exemplo: Intrusão salina horizontal na zona costeira Norte de Maputo	14
	Respostas às perguntas	16
	Exercícios	17
	Referências	18

BIBLIOGRAFIA AO TOMO I

ANEXOS A TOMO I

- 1 O Sistema Internacional de Unidades (SI) e tabelas de conversão de unidades
- 2 Normas da qualidade de água para consumo humano (OMS)
- 3 Normas de qualidade de água para pecuária
- 4 Normas de qualidade de água para irrigação
- 5 Soluções de problemas

TOMO II

Conteúdo	i
Lista das tabelas	xii
Lista das figuras	xiii

MÓDULO 5

8	PESQUISAS HIDROGEOLOGÍCAS	1
8.1	Introdução	1
8.2	A necessidade de investigações	1
8.3	Utilização e interpretação dos dados disponíveis	4
8.4	Investigações adicionais no campo e no laboratório	8
8.5	Exemplo: Zona costeira à Norte da cidade de Maputo	14
	Respostas às perguntas	16
	Exercícios	16
	Referências	17
9	PESQUISAS GEOFÍSICAS	18
9.1	Introdução	19
9.2	Métodos geofísicos superficiais	19
9.2.1	Método geoelectrico	19
9.2.1.1	Resistividade	19
9.2.1.2	Execução da pesquisa geoelectrica no campo, e a sua interpretação qualitativa	23
9.2.1.3	Resistividade aparente	24
9.2.1.4	Interpretação quantitativa da medição geoelectrica	26
9.2.1.5	Métodos de aplicação	29
9.2.1.6	Dificuldades relativas à interpretação	32
9.2.2	Métodos geoelectro-magnéticos (EM)	33
9.2.3	Método geosísmico de refração	36
9.2.4	A prática dos vedores	38
9.2.5	Resumo de aplicações dos métodos geofísicos superficiais	38
9.3	Métodos geofísicos sub-superficiais	39
9.3.1	Registos eléctricos	39

9.3.1.1	Curva de autopotencial	40
9.3.1.2	Registo de resistividade - eléctrodo singular	41
9.3.1.3	Registo de resistividade multi-eléctrodos	41
9.3.2	Registos radioactivos	44
9.3.2.1	Registo gama	44
9.3.2.2	Registo gama-gama	45
9.3.2.3	Registo neutron	45
9.3.3	Outros métodos sub-superficiais	45
9.3.4	Resumo de aplicações dos métodos geofísicos sub-superficiais	46
9.4	Exemplos	48
9.4.1	Província de Manica	48
9.4.2	Zona costeira de Maputo	50
9.4.3	Planalto de Mueda	53
	Respostas às perguntas	57
	Exercícios	59
	Referências	61
10	CAPTAÇÕES DE ÁGUA SUBTERRÂNEA	62
10.1	Introdução	62
10.2	Poços	62
10.2.1	Tipos de poços	62
10.2.2	Construção do poço	65
10.2.3	Critérios técnicos para a construção de poços escavados	65
10.2.4	Preços indicativos de poços e bombas manuais	66
10.3	Furos manuais	67
10.4	Furos mecânicos	69
10.4.1	Métodos de perfuração	69
10.4.1.1	Método de percussão	70
10.4.1.2	Método de perfuração rotativa de circulação directa de água ou lama	72
10.4.1.3	Método de perfuração rotativa com injeção de ar comprimido	72
10.4.2	Componentes da construção do furo	76
10.4.2.1	Tubagem fechada, filtro(s) e enchimento	76

10.4.2.2	Limpeza e desenvolvimento	78
10.4.3	Detalhes da construção do furo	78
10.4.4	Preços indicativos dos furos	79
10.5	Nascentes captadas ou protegidas	79
10.5.1	Geral	79
10.5.2	Exemplos	81
10.6	Drenos filtrantes	81
10.6.1	Introdução	81
10.6.2	Condições hidrogeológicas favoráveis para a construção dum dreno filtrante	84
10.6.3	Exemplos	87
10.6.3.1	Sistema de Muatide, Planalto de Mueda	87
10.6.3.2	Sistema da A.C. "Julius Nyerere", Gaza	89
10.6.4	Avaliação económica	90
10.6.5	Considerações técnicas da construção e da operação	91
10.6.6	Resultados do dreno filtrante em Muatide (1987 - 1989)	91
10.6.7	Conclusões	91
10.7	Aspectos sociais de captações de água subterrânea	92
	Respostas às perguntas	95
	Exercícios	96
	Referências	98
11	ENSAIOS DE AQUÍFERO, FURO E POÇO	99
11.1	Introdução	99
11.2	Geral	99
11.3	Execução dum ensaio de aquífero	102
11.3.1	Seleção do sítio do ensaio do aquífero	104
11.3.2	O furo bombado	104
11.3.3	Seleção da bomba para o furo a ser bombado	104
11.3.4	Piezómetros e furos de observação	105
11.3.5	Medições durante a execução do ensaio	107
11.3.6	Duração do ensaio do aquífero	110
11.3.7	Tratamento dos dados	111
11.4	Interpretação dum ensaio de aquífero	113
11.4.1	Suposições de base	113

11.4.2	Fluxo radial permanente em aquíferos confinados: método de Thiem	113
11.4.3	Fluxo radial não-permanente em aquíferos confinados	120
11.4.3.1	Método de Theis	120
11.4.3.2	Método de Jacob	128
11.4.3.3	Método de recuperação de Theis	131
11.4.4	Fluxo radial permanente em aquíferos semi-confinados: Método de De Glee	135
11.4.5	Fluxo radial permanente em aquíferos freáticos: Método de Thiem - Dupuit	141
11.4.6	Fluxo radial não-permanente e permanente, em aquíferos freáticos	145
11.5	Execução e análise dum ensaio de caudal escalonado	146
11.5.1	Introdução	146
11.5.2	A relação entre o rebaixamento total no furo e o caudal bombado	147
11.5.3	Execução do ensaio escalonado	152
11.5.4	Determinação dos parâmetros da relação entre o rebaixamento e o caudal	154
11.5.5	Ensaio irregulares	165
11.5.6	A análise da recuperação no fim do ensaio escalonado	172
11.5.7	A separação do rebaixamento em perdas da formação e perdas do furo e a subdivisão em perdas laminares e perdas turbulentas	176
11.6	Execução e análise dum ensaio simples de furo	184
11.6.1	Métodos aproximados nos furos	184
11.6.2	Fluxo radial permanente em aquíferos confinados e freáticos: o método de Logan	184
11.6.3	Fluxo radial não-permanente em aquíferos confinados e freáticos	186
11.6.3.1	Método de Hurr para aquíferos confinados e freáticos	186
11.6.3.2	Método de recuperação de Theis, para aquíferos confinados e freáticos	186
11.7	Execução e análise dum ensaio no poço	189
11.7.1	Métodos aproximados nos poços	189
11.7.2	Fluxo radial não-permanente em aquíferos confinados	189
11.7.2.1	Método de Papadopoulos - Cooper	189
11.7.2.2	Método de Rushton-Singh	196

11.7.2.3	Método aproximado de recuperação	199
11.7.3	Fluxo radial não permanente em aquíferos freáticos: Método de Bouwer - Rice	204
11.8	Resumo	207
	Respostas às perguntas	208
	Exercícios	210
	Referências	213

MÓDULO 6

12	GESTÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA	214
12.1	Introdução	214
12.2	O que é gestão	214
12.2.1	Identificação e descrição	214
12.2.2	Elaboração de estratégias ou planos	215
12.2.3	Ação e avaliação	219
12.3	Comportamento de aquíferos num regime de exploração	219
12.3.1	Geral	219
12.3.2	Exemplos de fora de Moçambique, de problemas quanto à exploração de aquíferos	223
12.4	Tipos de gestão	224
12.5	Exemplos de gestão de água subterrânea em Moçambique	225
12.5.1	Campo de furos de Chuiba	225
12.5.2	Os arredores de Maputo	225
12.5.3	Gestão de água subterrânea a nível Nacional, em Moçambique	230
	Respostas às perguntas	232
	Exercícios	232
	Referências	233

ANEXOS A TOMO II

- 1 Endereços das entidades ligadas à exploração da água subterrânea
- 2 Critérios técnicos para a construção de poços
- 3 Critérios para a construção de furos
- 4 Soluções dos exercícios

LISTA DAS TABELAS

9.1	As resistividades de materiais naturais	20
9.2	A resistividade de materiais rochosos	22
9.3	Intervalos dos valores da velocidade das ondas de compressão para vários tipos de materiais	37
9.4	Resumo de aplicações dos métodos geofísicos superficiais	39
9.5	Resumo das aplicações dos métodos geofísicos sub-superficiais	48
10.1	Preços da construção de poços e da instalação duma bomba manual em Moçambique (fim de Abril de 1990)	66
10.2	Custos aproximados de drenos filtrantes em US\$	90
11.1	Vantagens e desvantagens de tipos de ensaios	102
11.2	Variação dos intervalos do tempo entre as medições em piezómetros perto do furo bombado	108
11.3	Rebaixamento nos piezómetros depois de 840 minutos de bombagem ($Q = 788 \text{ m}^3/\text{d}$)	116
11.4	Resultados da aplicação do método Thiem aos dados da Tabela 11.3	117
11.5	Valores de $W(u)$ versus valores de u e $1/u$	123
11.6	Ensaio de aquífero, dados do campo e a sua redução para o piezómetro P_{30}	126
11.7	Ensaio de aquífero, dados do campo e a sua redução para o piezómetro P_{90}	126
11.8	Rebaixamentos residuais observados durante a recuperação	134
11.9	Valores de $K(x)$ versus x	139
11.10	Os rebaixamentos permanentes e a distância de furo bombado	140
11.11	Rebaixamento e recuperação observado no ensaio de caudal escalonado no Furo I-14. NH = 16,19 m; data 17/02/84	157
11.12	Rebaixamento e recuperação observados no ensaio de caudal escalonado no Furo P3-B, NH = 0,0 m; data 13/03/84	160
11.13	Rebaixamento e recuperação observados no ensaio de caudal escalonado no Furo I-17. NH = 19,45 m; data 08/12/83	166
11.14	Rebaixamento e recuperação observados no ensaio de caudal escalonado no Furo I-9, NH = 16,56 m; data 29/02/84	169
11.15	Dados de construção dos furos I-14, P3-B e I-9 e o cálculo dos parâmetros necessários para a separação dos constantes	177
11.16	Os valores das constantes A,B,C e n para os furos I-17, P3-B e I-9	182
11.17	As perdas para os furos I-14, P3-B e I-9, para um caudal de exploração de $40 \text{ m}^3/\text{h}$	182
11.18	Os valores de $uW(u)$ versus valores de u	187
11.19	Lista dos valores da função $F(u,\beta)$ para certos valores de β versus os valores de $1/u$	191
11.20	Rebaixamento versus o tempo e as grandezas calculadas	195
11.21	Valores de $s_i/s_{0,4t}$ para caudais constantes (Rushton e Singh)	197
11.22	Dados do poço de Charre: Método de Rushton e Singh	199
11.23	Valores do factor 'a' para valores diferentes de r_i e $r_p = 0,85 \text{ m}$	201
11.24	As profundidades até a água no poço durante a recuperação e sua redução aos valores de rebaixamento para o poço de Charre	202

11.25	O cálculo de transmissibilidade com os dados de recuperação	203
11.26	Resumo dos ensaios do aquífero, do furo e do poço, tratados no Capítulo 11	208
12.1	Os efeitos das diferentes fontes de abastecimento de água (rural)	218
12.2	Resultados da gestão de água subterrânea do Grande Maputo (DNA-GEOMOC-GZV)	230

LISTA DAS FIGURAS

8.1	Procedimentos dentro da avaliação, desenvolvimento e gestão dum aquífero ou de construção dum furo ou poço individual	2
8.2	Direcção de fluxo subterrâneo pouco profundo	5
8.3	Elevação da superfície, devida á diferença em estrutura geológica	5
8.4	Relação possível entre a profundidade de água e a cobertura de vegetação	6
8.5	Trado manual: tipos de brocas	9
8.6	Métodos usados para determinar a profundidade até água em furos e poços	10
8.7	Interpretação de níveis de água em dois aquíferos	11
8.8	Áreas de estudo hidrogeológico á Norte da cidade de Maputo	15
9.1	Um fio eléctrico com corrente I	19
9.2	Corrente eléctrica que passa por um volume elementar do solo	19
9.3	Relação entre a resistividade da formação (ρ_f) e a resistividade do fluido (ρ_l)	22
9.4	O arranjo de Wenner e a distribuição das superfícies equipotenciais	23
9.5	O arranjo de Schlumberger	23
9.6	Configuração duma medição geoelectrica	25
9.7	Medição geoelectrica: curva de campo	25
9.8	Exemplo da interpretação duma medição geoelectrica	26
9.9	Curvas de padrão para duas camadas geoelectricas	27
9.10	Exemplo do método grafico para duas camadas	28
9.11	Exemplo da sondagem eléctrica vertical, da medição da resistividade eléctrica aparente e os resultados de interpretação	29
9.12	Exemplos de sondagens eléctricas verticais	30
9.13	Perfis geoelectricos transversais para detectar um leito antigo dum rio	31
9.14	Uso dum perfil geoelectrico transversal para a localização da interface água doce-salgada, num aquífero arenoso homogéneo	31
9.15	O princípio de equivalência	32
9.16	A influência da qualidade de água	33
9.17	Método geoelectrico-magnético	34
9.18	Exemplo duma anomalia EM, causada por um dique vertical	35
9.19	Interpretação duma medição do método sísmico de refração	36
9.20	Esquema de três processos de obtenção do perfil eléctrico	40
9.21	Exemplo do registo de potencial espontâneo	41
9.22	Registo de potencial espontâneo (AP) e resistividade	

	(eléctrodo singular)	42
9.23	Um perfil eléctrico, AP e resistividade normal-pequena (SN)/grande (LN)	42
9.24	Registo eléctrico incluindo o registo lateral	43
9.25	A comparação entre o método de perfil de profundidade e o método do perfil eléctrico da perfuração	44
9.26	Actividade relativa de raios gama de diversos tipos de materiais geológicos	44
9.27	Esquema da sonda de registo gama-gama	45
9.28	Perfil pelos raios gama dum furo perfurado por percussão	45
9.29	Comparação da curva de resistividade e a curva pelos raios gama dos perfis dum furo sem revestimento numa formação de camadas de folhelho	46
9.30	Um calibrador medindo a diâmetro do furo	46
9.31	Uma combinação de 6 registos de um furo, mostrando as interpretações hidrogeológicas	47
9.32	SEV em Messica	49
9.33	Perfil geoelectro-magnético em Sussundenga	50
9.34	Posição da interface na zona costeira de Maputo	51
9.35	Esquema geral dos corte geoelectricos na área costeira entre Mahotas e Albazine	52
9.36	Zona costeira de Maputo: corte geoelectrico 11	52
9.37	Isolinhas da profundidade do limite de água salgada (valores absolutos)	53
9.38	Localização de áreas favoráveis para a captação de água subterrânea no Planalto de Mueda	54
9.39	Corte geoelectrico I-I'	55
9.40	Corte geoelectrico I-I'-I'', interpretação nova	56
10.1	Componentes dum poço com diâmetro constante	63
10.2	Poços com diâmetro não-constante	63
10.3	Poços sem e com revestimento	64
10.4	Método de construção dum poço	64
10.5	Acabamento dum poço com uma bomba manual	65
10.6	Perfuração para um furo manual	67
10.7	Aplicação de métodos de perfuração	69
10.8	Perfuração por método de percussão (Cable Tool Method)	71
10.9	Sistema de perfuração rotativa com circulação directa (Rotary Straight Flush Drilling System)	73
10.10	Sistema de perfuração rotativo com circulação directa de ar (Down The hole Hammer)	75
10.11	Componentes dum furo	77
10.12	Nascente protegida (exemplo de Nampula)	80
10.13	Exemplo duma nascente protegida	82
10.14	Dreno filtrante usado no abastecimento de água	83
10.15	Abastecimento de agua através dum dreno filtrante no aluvião dum rio	85
10.16	Lençóis finos de água subterrânea	86
10.17	Área com um leito limitado de água subterrânea	87

10.18	Tubos filtrantes num aquífero com permeabilidade baixa	88
10.19	Drenos filtrantes do sistema de Muatide	88
10.20	A.C. Julius Nyerere: Situação hidrogeológica e localização dos drenos	89
11.1	Furo bombado num aquífero semi-confinado	100
11.2	Exemplo dum furo com penetração completa (A) e furo com penetração parcial (B)	105
11.3.	Exemplo dum série de piezómetros	107
11.4	Exemplo dum ficha usada para fazer registo durante um ensaio de aquífero	109
11.5	Esquema dum aquífero confinado, bombado	114
11.6	Sítio do furo e distância dos piezómetros	117
11.7	Análise dos dados com o Método de Thiem, método gráfico	119
11.8	Esquema dum aquífero confinado bombado (fluxo não-permanente)	120
11.9	Fluxo de entrada = fluxo de saída $\pm \Delta$ armazenamento	121
11.10	As curvas-padrão de Theis: $W(u)$ versus u e $W(u)$ versus $1/u$	125
11.11	Análise dos dados do ensaio de aquífero com o método de Theis	127
11.12	Análise dos dados do ensaio de aquífero ($r=30$ m) com o método de Jacob	129
11.13	Diagrama esquemático do tempo-rebaixamento (residual)	132
11.14	Efeitos de bombagem infinita com caudais positivos e negativos começando aos tempos diferentes	132a
11.15	Análise dos dados da recuperação, método de Theis	134
11.16	Esquema dum aquífero semi-confinado bombado	135
11.17	Corte dum faixa circular: continuidade	137
11.18	A curva-padrão de De Glee: $K(r/L)$ versus (r/L)	138
11.19	Análise dos dados do ensaio de aquífero com o método de De Glee	141
11.20	Esquema dum aquífero freático bombado	142
11.21	Esquematisação da resistência do fluxo para o furo	146
11.22	Resistência dum furo sem envoltório sob condições normais	149
11.23	Resistência dum furo sem envoltório com caudal excessivo em material aquífero grosseiro	149
11.24	Resistência dum furo com envoltório e desenvolvimento mal executado	150
11.25	Resistência dum furo com envoltório depois do desenvolvimento	151
11.26	Relação entre o caudal bombado e o rebaixamento no furo, dividido em perdas da formação e perdas do furo	151
11.27	Gráfico dum ensaio de caudal escalonado com estágios de igual duração	153
11.28	Ensaio escalonado do furo I-14 e a sua recuperação	154
11.29	Ensaio escalonado do furo I-14 com cada estágio implantado na mesma escala logarítmica	155
11.30	Gráficos do rebaixamento específico s/Q e rebaixamento s versus o caudal Q para o Furo I-14	158
11.31	Ensaio escalonado do furo P3-B	159
11.32	Ensaio escalonado do furo P3-B com cada estágio implantado na mesma escala logarítmica	162
11.33	Gráficos do rebaixamento específico s/Q e do rebaixamento s	

	versus o caudal Q para o Furo P3-B	163
11.34	Ensaio escalonado do Furo I-17 com cada estágio implantado na mesma escala logarítmica	167
11.35	Gráfico do rebaixamento específico s/Q versus o caudal Q para o Furo I-17	168
11.36	Gráficos generalizados do rebaixamento específico versus o caudal Q para diferentes valores de C e n	168
11.37	Ensaio escalonado do Furo I-9, com cada escalonamento na mesma escala logarítmica	170
11.38	Gráficos do rebaixamento específico s/Q e do rebaixamento s versus o caudal Q para o Furo I-9	171
11.39	A recuperação do rebaixamento depois de um ensaio de caudal escalonado e o tempo médio de bombagem	172
11.40	Análise da recuperação do furo I-14	173
11.41	Análise da recuperação do Furo P3-B	175
11.42	Análise da recuperação do Furo I-17	175
11.43	Análise da recuperação do Furo I-9	176
11.44	As fórmulas para o cálculo do rebaixamento s_A para diferentes tipos de aquífero	178
11.45	As fórmulas para o cálculo do rebaixamento s_p para diferentes tipos de aquíferos	179
11.46	Esquematização dos rebaixamentos nos furos para igual caudal: $Q = 40 \text{ m}^3/\text{h}$	183
11.47	Gráfico dos valores correspondentes de u e $uW(u)$	186
11.48	Esquema dum aquífero confinado bombado pelo poço de grande diâmetro	190
11.49	O conjunto de curvas-padrão de Papadopulos-Cooper: $F(u,\beta)$ versus $1/u$	192
11.50	Análise dos dados de ensaio de poço com o método de Papadopulos-Cooper para o poço de Charre, Província de Tete	194
11.51	Curvas-padrão de Rushton-Singh	197
11.52	Dados do poço de Charre: Método de Rushton-Singh	198
11.53	Esquema de um poço bombado num aquífero confinado	200
11.54	Secção esquematizada dum aquífero penetrado parcialmente por um poço	205
11.55	As curvas de Bouwer e Rice, mostrando a relação entre os parâmetros A, B, C e d/r_c	206
12.1	Exemplo dum sistema de determinação de estratégias de exploração de água subterrânea	215
12.2	Metodologia para o planeamento distrital	216
12.3	Fases na exploração dum aquífero	220
12.4	Diagrama das taxas de extracção - vazão segura e o armazenamento	221
12.5	Campo de furos de Chuiba: localização de furos	226
12.6	Situação da água subterrânea doce do Grande Maputo com água salobra/salgada à volta	227
12.7	Esquema do fluxo da informação (por exemplo entre a GEOMOC e a DNA)	228
12.8a	Localização dos furos na área do Grande Maputo	229

MODULO 5

8 PESQUISAS HIDROGEOLÓGICAS

8.1 INTRODUÇÃO

Nos capítulos anteriores já demos informação sobre hidrogeologia, sem nos preocuparmos com os métodos de pesquisas. Por exemplo, focámos muito detalhadamente os problemas hidrogeológicos de Maputo, sem explicar como se obteve esta informação. Como se determinou o lençol freático regional, a transmissibilidade, a localização da interface doce/salgada ou a posição duma camada impermeável?

Neste, no próximo capítulo e no capítulo 11 concentrar-nos-emos na questão das pesquisas. Primeiro, trataremos de pesquisas hidrogeológicas, duma forma geral: Quais são as suas fases e o que se pode esperar dos seus resultados (Capítulo 8). No capítulo 9 e 11, trataremos de dois importantes tipos de pesquisas, que são os métodos geofísicos e os ensaios de aquífero, furo ou poço.

Ao fim do estudo deste capítulo, espera-se que você:

- a. Possa indicar a ordem cronológica dos tipos de pesquisas num estudo hidrogeológico.
- b. Saiba explicar que dados hidrogeológicos se pode obter em Moçambique, e onde.
- c. Possa explicar o método de perfuração com trado manual.
- d. Saiba fazer um mapa piezométrico.

8.2 A NECESSIDADE DE INVESTIGAÇÕES

Qualquer projecto de captação de água subterrânea custa dinheiro. Pode ser pouco, se se fizer, por exemplo, um poço tradicional (o que não se recomenda, por causa da falta de protecção higiénica) e pode ser muito, no caso da construção dum campo de furos. Para dar uma ideia: um poço de 10 metros de profundidade, incluindo a montagem duma bomba manual, custa cerca de US\$ 600,00, e um furo de 50 m, cerca de US\$ 6.000,00. Para minimizar o risco de executar um poço ou um furo, que depois da sua construção fica seco ou não dá o caudal necessário, deve-se fazer um estudo hidrogeológico. Os custos do estudo para qualquer projecto de construção, variam entre 1 e 5% dos custos do projecto. Gostaríamos de chamar a sua atenção para o facto do dono duma obra ter a tendência de menosprezar a pesquisa para evitar o seu custo.

Imagine, que exista um projecto de 10 furos de 50 metros de profundidade em média. O valor total é de US\$ 60.000. Se um estudo hidrogeológico diminuir o risco do insucesso de 40% para 20%, poupa-se US\$ 12.000. Mesmo com os custos máximos para o estudo de 5% do valor do projecto, ou US\$ 3.000, ganha-se ainda US\$ 9.000,00.

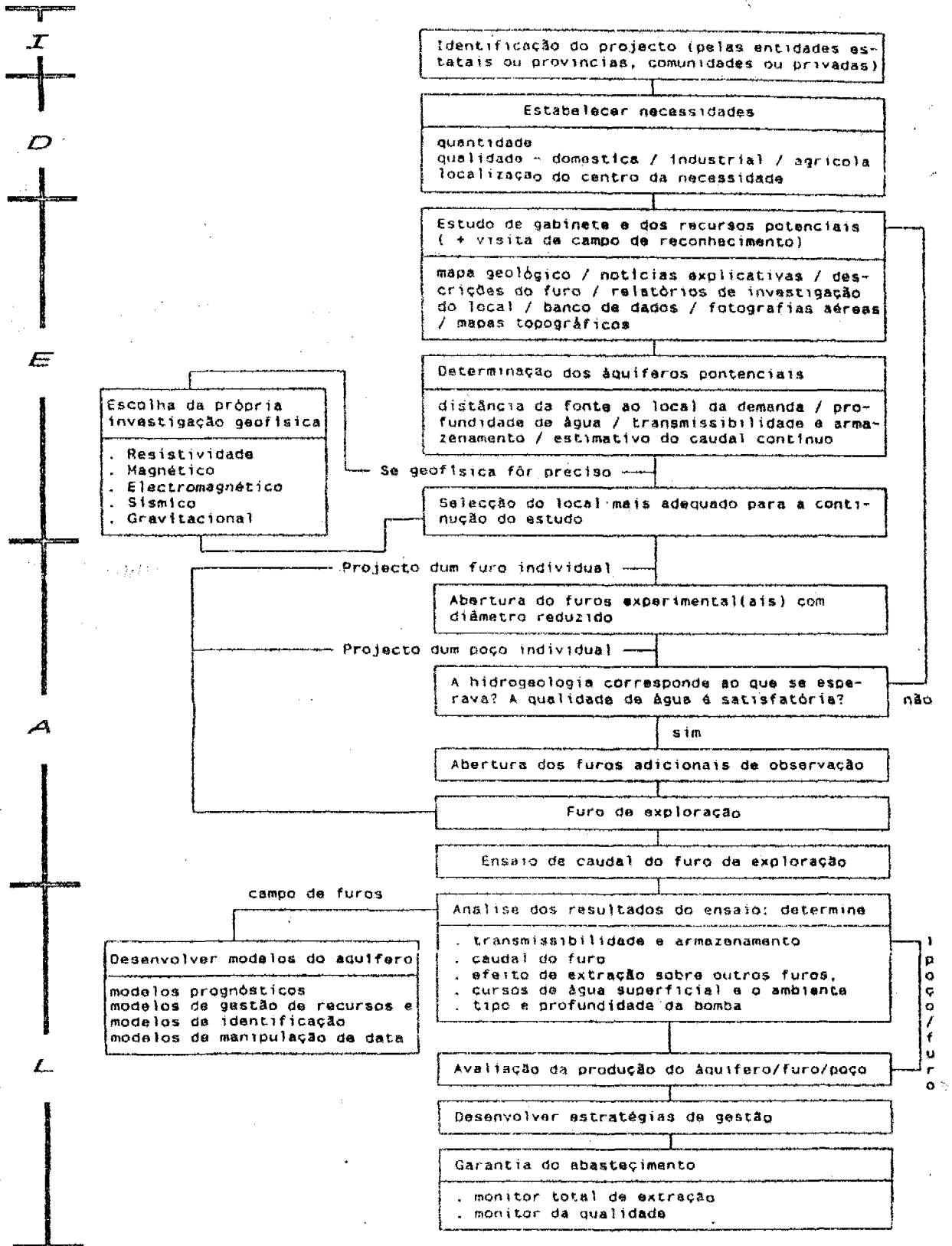


Figura 8.1 Procedimentos dentro da avaliação, desenvolvimento e gestão dum aquífero ou de construção dum furo ou poço individual. (adaptado de [2])

Duma maneira geral, a solução de qualquer problema pode ser descrita pelo método IDEAL [1]:

I	=	Identificar o problema
D	=	Descrever claramente o problema
E	=	Elaborar estratégias para resolver o problema
A	=	Agir
L	=	Logo após a acção, avaliar e corrigir.

As fases dum projecto de captação de água subterrânea podem ser diferenciadas usando o método IDEAL (ver Figura 8.1). Primeiro, alguém deve identificar o problema. Por exemplo, a população duma aldeia deve sentir e perceber que os seus poços tradicionais trazem doenças, como diarreia.

Depois, segue a descrição clara dos problemas. Contém especialmente a parte das necessidades ou exigências, quanto à quantidade e qualidade de água a ser fornecida, e uma localização clara das necessidades.

Na fase seguinte, a da elaboração de estratégias, encontra-se a maior parte dos estudos hidrogeológicos. O objectivo desta fase é de harmonizar as necessidades com as possibilidades físicas e químicas existentes nos aquíferos na vizinhança do centro das necessidades. Nesta fase, começa-se a recolher e estudar toda a informação existente (= inventariação) de interesse (mapas diversos, relatórios (hidro)geológicos, relatórios de furos antigos, fotografias aéreas etc.)¹. Se fôr possível executa-se uma primeira visita ao local, para reconhecimento da área.

No fim desse estudo, deve-se escolher uma(s) área(s), onde o futuro trabalho vai ser concentrado. Já se terá uma ideia sobre a profundidade do nível de água, da transmissibilidade e do coeficiente de armazenamento e do caudal esperado. Dependendo do alcance do projecto, executa-se uma investigação geofísica (ver Capítulo 9). Em geral, recomenda-se para Moçambique, um estudo geofísico para a localização de todos os furos na zona do Complexo Cristalino e para todos os furos nas bacias sedimentares, em que se planeia explorar mais de 5m³/h. Nas zonas com presença de água salgada, a geofísica é útil também nos projectos de poços. Com base na análise dos dados recolhidos no estudo de gabinete e no eventual estudo geofísico, escolhe-se um sítio para continuar os estudos ou, no caso dum furo individual, para a construção do mesmo.

O estudo seguinte pode conter especialmente a abertura de furo(s) experimental(ais) e de observação que servem para testar as hipóteses postas nas fases anteriores. No caso da abertura dum poço, normalmente faz-se primeiro uma perfuração com o trado manual, nesta fase.

A fase da acção é a abertura do(s) furo(s) ou poço(s). Nesta fase, o hidrogeólogo também pode fazer investigações importantes através do estudo das amostras, a bombagem de furo(s) e a observação dos rebaixamentos que dão valores das carac-

¹ No Anexo 1 encontra-se uma lista dos endereços das entidades moçambicanas que podem ter informação útil para esta fase.

terísticas hidráulicas, como a transmissibilidade e o coeficiente de armazenamento.

A avaliação da acção dependerá muito da escala da acção. Se fôr um furo ou um poço individual, isto limita-se ao controlo do caudal da captação. Se fôr um projecto de maior escala, como um campo de furos individuais, torna-se necessária uma avaliação mais detalhada dos dados hidrogeológicos. Neste caso, desenvolve-se modelos matemáticos do aquífero, quer analíticos, quer numéricos. Pode ser um modelo prognóstico para prever os efeitos de várias estratégias de bombagem, ou de simulação e gestão da bombagem, ou modelos para manipular dados (por exemplo dados de furos de observação). Com base neste(s) modelo(s), determina-se uma estratégia de bombagem, que se deve executar, controlando e corrigindo continuamente (gestão). De facto, o processo da gestão dum aquífero pode ser descrito através dos passos do método "IDEAL" (ver Capítulo 12).

- ♦ *Pergunta 1. O método IDEAL aplicado a um projecto específico sempre resultará numa solução única?* ♦

O esquema acima descrito é aplicável a vários tipos de investigações hidrogeológicas. Distinguem-se:

- Investigações à escala regional, considerando os recursos de água relativo ao futuro desenvolvimento, que pode ser abastecimento de água doméstica, industrial ou agrícola (por exemplo: inventário dos recursos hídricos subterrâneos numa Província do País, ou numa bacia dum rio).
- Investigações à escala local, com o objectivo de realizar uma captação específica de água (projecto mais apropriado quanto a caudal, qualidade, rebaixamento e as suas consequências); (por exemplo: um novo (campo de) furo(s) para abastecimento de água a uma cidade ou a uma aldeia.
- Investigações diversas a escalas diferentes, para objectivos diferentes (por exemplo: a escavação duma vala, ou drenagem dum local de construção).

8.3 UTILIZAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DISPONÍVEIS

Os dados existentes de certa importância podem estar disponíveis da seguinte maneira:

a. Cartas, fotografias aéreas e imagens satélites

a.1 Cartas topográficas. Em geral, as cartas topográficas, preferivelmente de maior escala possível (Em Moçambique 1 : 50.000, com umas excepções até 1:5000) e com curvas de nível, mostram uma abundância de informação hidrogeológica. O sistema de drenagem (riachos, rios, valas, canais, etc.) dá informação sobre o escoamento subterrâneo. O escoamento pouco profundo dirige-se parcialmente para o sistema de drenagem e parcialmente na direcção geral do escoamento (ver Figura 8.2). No caso duma densidade alta de rios e riachos, pode-se esperar lençóis de água pouco profundos. Neste caso, a capacidade de armazenamento do subsolo é baixa e conseqüentemente o sistema de drenagem deve ser mais denso para descarregar o excesso da água de chuva.

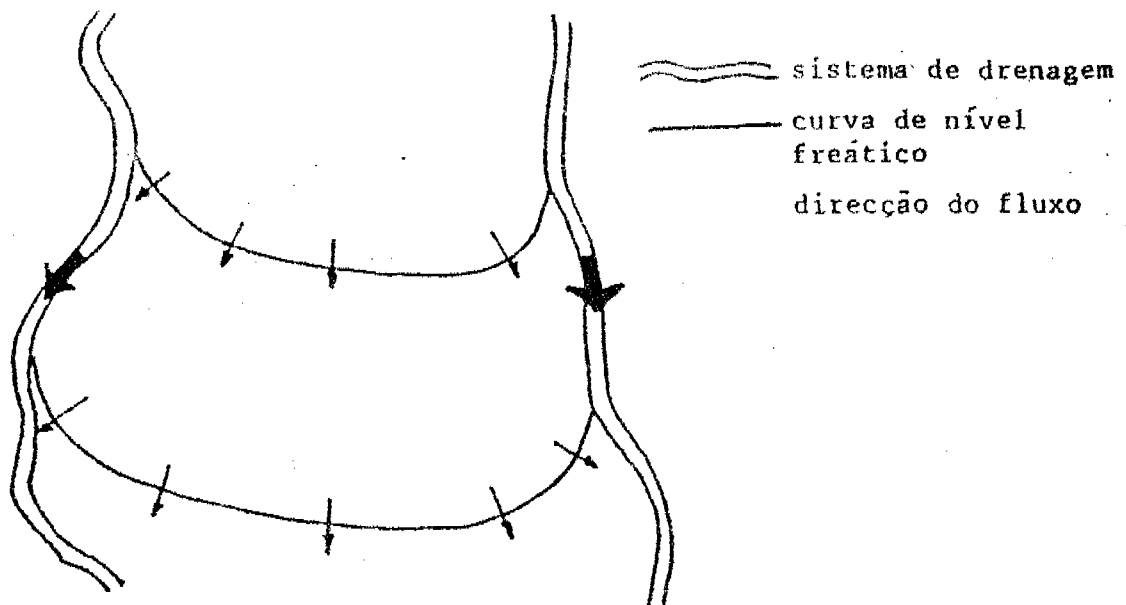


Figura 8.2 Direção de fluxo subterrâneo pouco profundo.

As curvas de nível da superfície também dão uma indicação relativa à direção do fluxo, que segue, de grosso modo, as gradientes da superfície. Além disso, as elevações da superfície indicam às vezes certas características geológicas. Por exemplo, elevações longas, numa planície costeira, provavelmente indicam um rio aterrado (ou margens do rio). Estas elevações podem conter quantidades importantes de água doce, devido à infiltração (ver a Figura 8.3).

Diferença em altitude devido ao encolhimento da argila e da turfeira

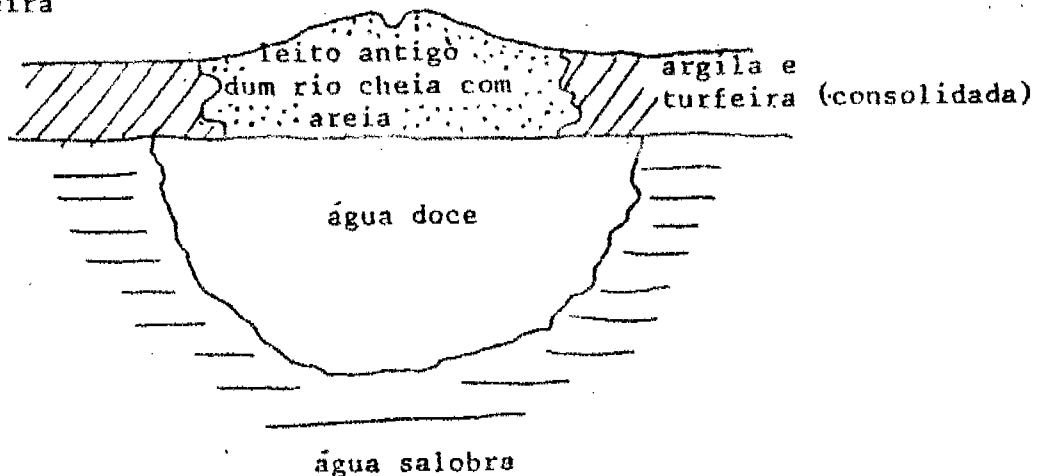


Figura 8.3 Elevação da superfície, devida à diferença em estrutura geológica.

Mudanças repentinas no sistema das curvas de nível, talvez marquem o local duma falha ou uma mudança da estrutura geológica do subsolo. O sítio das elevações e o tipo da vegetação também podem dar informação hidrogeológica. Uma das necessidades básicas do homem é a água para beber; por isso, pode-se esperar que os locais de habitação são escolhidos nos sítios onde a água é disponível: superficial ou subterrânea. A cobertura vegetal indica a profundidade até o lençol freático. Solos com material grosseiro, com lençóis de água profundos, têm menos aptidão para agricultura. Estes terão uma cobertura de árvores ou são desertos. No caso dos camponeses cultivarem culturas diferentes, também seguirão o lençol freático com as culturas mais apropriadas.

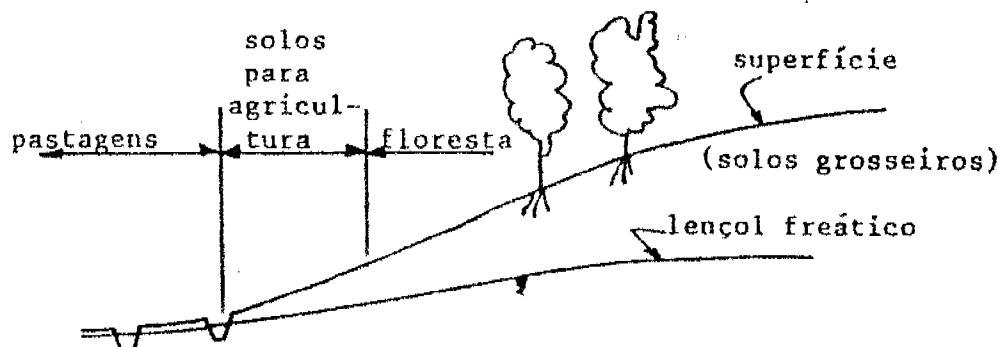


Figura 8.4 Relação possível entre a profundidade de água e a cobertura de vegetação.

Pastagens são encontradas nas áreas relativamente molhadas e campos de cultivo nas áreas mais secas. Pântanos indicam um lençol de água muito pouco profundo ou um subsolo impermeável (ver a Figura 8.4).

a.2 Cartas geológicas. Se existir uma carta geológica da área do estudo, isto ajuda muito a investigação hidrogeológica. Uma tal carta pode dar uma indicação sobre a litologia das camadas presentes. De qualquer maneira, uma carta geológica terá que ser interpretada hidrogeologicamente.

a.3 Cartas hidrogeológicas. Por vezes existem já cartas hidrogeológicas da área. Tais cartas deveriam mostrar todas as características hidrogeológicas da área.

a.4 Cartas do solo. Por vezes existem, para uma certa região, cartas do solo. Em geral, este tipo de carta dá informação sobre a composição dos primeiros 1 ou 2 metros do subsolo, relativo a sua origem, e às vezes também têm informação sobre a variação das profundidades de água.

a.5 Cartas mostrando características importantes. Pode ser que uma certa área já tenha sido cartografada por razão especial, por exemplo, para projectar um sistema de rega, ou para indicar o tipo de floresta a ser cultivado. Também estas cartas podem dar informação hidrogeológica importante.

a.6 Fotografias aéreas e imagens satélites. Para muitas áreas no mundo, as cartas disponíveis, de topografia ou outros tipos, não apresentam um pormenor suficiente para permitir uma interpretação hidrogeológica. Nestes casos pode-se usar as fotografias aéreas, que para alguns aspectos oferecem mais informação valiosa do que as cartas. Actualmente, os resultados das imagens satélites, usando várias técnicas fotográficas, estão livremente disponíveis. Um exemplo, bem conhecido, do uso das fotografias aéreas e imagens satélites é a delimitação dos sistemas de falhas nas áreas com rochas duras, que podem conter água subterrânea. Existem vários tipos de imagens satélites. LANDSAT (MS) cobre áreas de 180 x 180 km², com uma resolução de 80 m (objectos maiores do que 80 m são distinguíveis na imagem). TM (Thematic Mapper) (180 x 180 Km) tem uma resolução de 30 m. Finalmente SPOT cobre áreas de 60 x 60 km², com uma resolução de 5 m, e mostra muitos pormenores. A vantagem do SPOT é que as imagens têm uma certa sobreposição que permite a interpretação estereométrica, como as fotografias aéreas. Obviamente o SPOT é o mais caro.

b. Outros dados

b.1 Qualidade de água. Nalguns casos, os problemas de drenagem ou os problemas de abastecimento de água, estão ligados com os problemas de salinidade, para os quais talvez existam dados. Noutros casos, já foram colhidos dados de qualidade de água com respeito às captações de água existentes. Todos estes dados deveriam ser recolhidos.

b.2 Dados sobre outros parâmetros hidrológicos. Normalmente, existem diferentes Departamentos do Estado que mantêm os seus próprios registos dos caudais dos rios e riachos. Outros Departamentos têm dados meteorológicos, como precipitação, evaporação, etc. (Para a situação em Moçambique, refere-se no Anexo 1). Tanto quanto podem ajudar na investigação hidrogeológica prevista, deveriam ser recolhidos.

b.3 Documentos dos poços, furos e nascentes. Na maioria das áreas a serem investigadas, já existem furos (furos de pesquisa de hidrocarbonetos, furos de água, etc.). Caso os furos tenham sido construídos ou supervisionados pelas entidades do Estado, existe uma boa possibilidade de se encontrar as fichas de sondagem no arquivo. Neste arquivo, talvez existam também dados sobre a qualidade de água. No caso de Moçambique, encontra-se o banco de dados geohidrológicos, da Secção de Geohidrologia da DNA.

Por vezes, o empreiteiro encarregado de fazer os furos também tem um arquivo (por exemplo a Geomoc). Naturalmente os caudais das nascentes têm sido medidos e postos no arquivo. Traçando os dados das profundidades dos furos numa carta, pode-se obter informação adicional sobre a existência dos aquíferos ou a posição dos aquíferos.

b.4 Dados de perfuração. Certamente haverá informação disponível sobre a composição do solo e da água, obtida nas amostras tiradas dum furo. Às vezes existe informação sobre as alturas piezométricas ou lençóis freáticos, obtidos dentro do ramo de outros tipos de investigações. Às vezes, esta informação está disponível na forma de cartas de curvas de nível ou gráficos de tempo-altura piezométrica.

c. Estudos hidrogeológicos publicados e não-publicados.

Existem poucas áreas no Mundo que não foram sujeitas a um estudo hidrogeológico, talvez muito geral, talvez rudimentar. Tais estudos terão sido feitos pelos serviços governamentais ou pelas empresas privadas. É natural que tenham sido publicados numa revista científica, ou ficaram mantidos como relatórios internos. O acto de descobrir estes estudos talvez seja pesado, mas de qualquer maneira, seria uma ocupação útil.

Naturalmente o investigador deveria começar com uma pesquisa em bibliotecas especializadas e deveria contactar com os serviços governamentais e empresas privadas, conhecidas como executantes duma investigação na área em que está interessada.

- ♦ *Pergunta 2. Acha que a fase da análise dos dados disponíveis normalmente se faz numa manhã? Há diferença na sua resposta, quando tratar da construção de um furo, ou dum campo de 20 furos?* ♦

d. Entrevistas com a população do local sobre o presente sistema de abastecimento de água.

A visita ao local do sistema de água existente na área do estudo, já na fase preparatória da investigação, é considerada como parte do trabalho de campo a ser executado. Entrevistas com a população nesta ocasião darão muita informação hidrogeológica. O comportamento dos furos e das nascentes existentes com respeito às flutuações do nível e do caudal, bem como a informação sobre a qualidade da água, deveria ser conhecido pelos habitantes que usam esta água. Além disso, a população talvez se lembre dos esforços feitos e abandonados. Também é provável que se encontre pessoas que se lembrem de fenómenos naturais importantes, como áreas de infiltração, nascentes ou uma cobertura de vegetação diferente. Além disso, a estrutura da parte superior do solo será bem conhecida pelos camponeses.

8.4 INVESTIGAÇÕES ADICIONAIS NO CAMPO E NO LABORATÓRIO

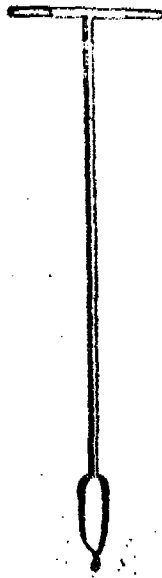
Às vezes é possível concluir uma investigação com os dados disponíveis. Na maioria dos casos, os objectivos do projecto exigem mais investigações. As categorias mais importantes das investigações hidrogeológicas são as seguintes:

a. Geologia. Talvez seja necessário completar a compreensão geológica da área em consideração. Isto só poderá ser feito pelo (hidro)geólogo profissional; contudo, ele/ela deverá ter conhecimento dos problemas a serem resolvidos de modo que possa limitar-se ao tipo do estudo necessário.

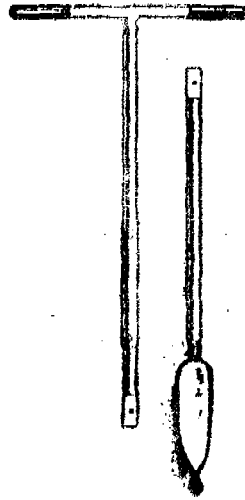
b. Pesquisas geofísicas na superfície ou no furo podem fornecer informação adicional sobre a estrutura e o geometria das camadas diferentes no subsolo (ver Capítulo 9).

Com toda esta informação, e, se fôr possível, com registos do nível de água em profundidades diferentes na vertical, pode-se tentar fazer a primeira esquematização hidrogeológica do subsolo a fim de tornar o problema aberto ao cálculo.

c. Perfurações exploratórias podem ser necessárias para obter informação sobre a existência e a localização dos aquíferos e aquíferos, e para se conhecer as outras



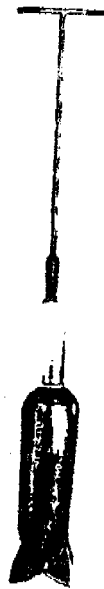
Broca fixa à manivela
 ("single Edelman auger")



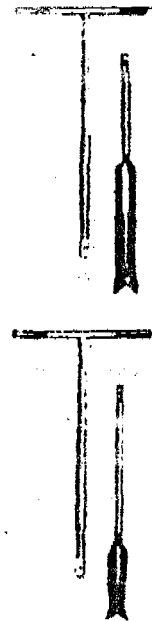
Broca com manivela desmontável
 ("Bi-partite Edelman auger")



Broca para solos de areão
 ("Riverside auger")



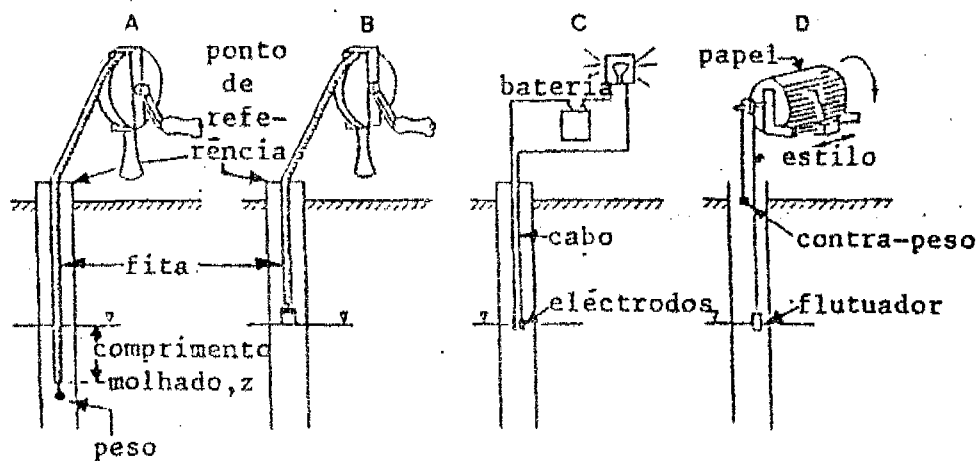
Broca para areão
 ("Single auger for stony soil")



Broca desmontável para areão
 ("Bipartite auger for stony soil")

Figura 8.5 Trado manual: tipos de brocas. [3]

propriedades dos aquíferos. As perfurações são caras e o seu local deveria ser escolhido cuidadosamente, de forma a que mais tarde elas possam ser convertidas em furos de produção, se fôr possível. É necessário saber se uma camada, encontrada numa perfuração, faz parte duma camada regional, ou se esta camada causa um lençol suspenso de dimensões limitadas. Estas questões hão de ser resolvidas pelos hidrogeólogos. Há dois casos em que perfurações de exploração podem ser feitos com mais facilidade. Primeiro, se se tratar de pesquisas de pequena profundidade (<15 a 20 m), podem-se fazer perfurações com o trado manual (ver Figura 8.5). Outro caso em que se pode fazer mais perfurações de pesquisa, é quando estiver disponível uma máquina ligeira de perfuração, especialmente apta para perfurações de pequeno diâmetro, normalmente de tipo rotação (ver Capítulo 11).



- A. **Método da fita molhada.** Uma fita com um peso é metido no furo. Faz-se então a leitura na fita, exactamente no ponto de referência escolhido para a medição do nível. A fita é retrada do poço, tendo-se a parte molhada como a porção que esteve submersa. Esta leitura deverá ser subtraída da leitura feita no ponto de referência do nível de água.
- B. **Método acústico manual.** Consta de um cilindro de aço ou cobre, fechado na parte superior (cone invertido) e ligado a uma fita métrica. Mete-se no furo. Ao tocar a água o cilindro produz um sono típico. Mede-se a profundidade directamente no nível de referência.
- C. **Método da fita eléctrica (sonda eléctrica).** Consta de um eléctrodo suspenso por um par de fios metálicos isolados e de um amperímetro, ou luz, que indica o fechamento do circuito e passagem da corrente, quando o eléctrodo tocar a água. A profundidade mede-se directamente no nível de referência.
- D. **Método de registrador automático (limnógrafo).** Consta de um flutuador e contra-peso ligado ao registador. Os limnógrafos podem ajustar-se para períodos diferentes de registo. Precisa dum diâmetro do furo que permita a entrada do flutuador e do contra-peso. Se se usar um limnógrafo de pressão, o diâmetro do furo pode ser muito menor.

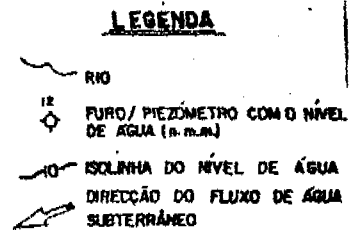
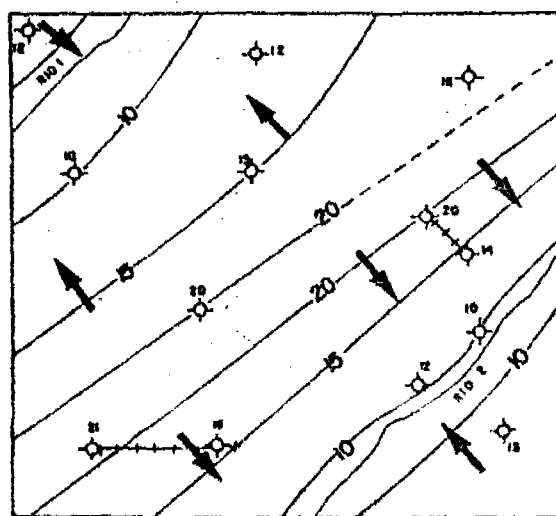
Figura 8.6 Métodos usados para determinar a profundidade até água em furos e poços.

d. Medição dos níveis de água subterrânea

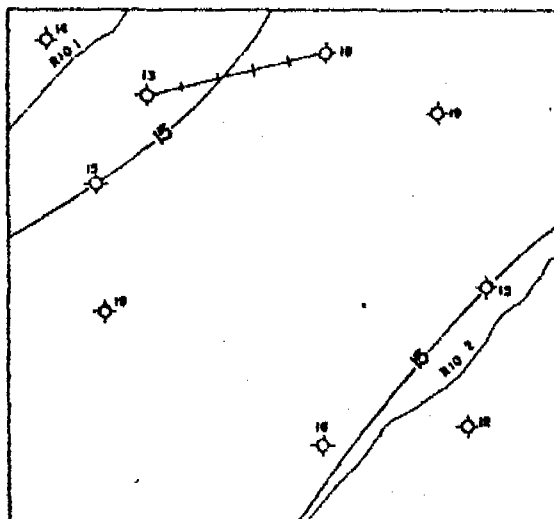
Com os níveis de água subterrânea pode-se obter uma compreensão da situação do fluxo da água subterrânea (distinguindo aquíferos e aquíferos).

Por exemplo, tem-se distinguido numa área dois aquíferos horizontais, separados por um aquífero horizontal. Em ambos os aquíferos instalaram-se piezómetros. Também existiam furos antigos não-usados, mas em boas condições, que servem para obter medições do nível de água. Mede-se a profundidade do nível de água a partir do topo do piezómetro ou furo (usando fita molhada, sonda acústica, eléctrica ou um limnógrafo, ver Figura 8.6).

Para obter o nível de água a partir do plano de referência, por exemplo o nmm, deve-se determinar a cota absoluta do topo do furo, e subtrai-se deste valor a profundidade medida. Isto dá o nível de água, neste caso a partir do nmm. Na Figura 8.7 implantaram-se os valores assim obtidos para dois aquíferos. Com base nestes valores constroem-se isólinhas dos níveis de água, com intervalos aptos.



A - PRIMEIRO AQUÍFERO (SUPERIOR)



B - SEGUNDO AQUÍFERO (INFERIOR)

Figura 8.7 Interpretação de níveis de água em dois aquíferos.

No exemplo, usa-se um intervalo de 5 m. Para determinar o curso duma isolinha entre dois furos, em que os níveis não são iguais a um valor da isolinha, assume-se uma interpretação linear. Os resultados da Figura 8.7 mostram que:

- a. ambos os aquíferos têm o mesmo fluxo regional (na direcção dos dois rios).
- b. Na área central, entre os dois rios, o nível de água no aquífero superior é mais alto do que no aquífero inferior. Dá-se o contrário perto dos rios. Significa que existe um fluxo do primeiro para o segundo aquífero na zona central (efeito típico para a zona de recarga) e de baixo para cima nas zonas perto dos rios (típico para zonas de drenagem).

◆ *Pergunta 3. Descreve dois métodos para determinar a cota do terreno e a(s) sua(s) vantagem(ns) e desvantagem(ns).* ◆

A frequência da observação dos níveis de água subterrânea depende do tipo do estudo. Numa pesquisa de reconhecimento, uma frequência de uma ou duas vezes por mês é normalmente suficiente. As medições preferivelmente são todas feitas no mesmo dia, por exemplo, nos dias 14 e 30 de cada mês. Se tal fôr impossível, o nível da água de um determinado dia pode ser estimado através de uma interpolação gráfica. Uma outra possibilidade é analisar níveis médios dum certo período.

No caso de problemas especiais a serem investigados, como flutuações das marés ou efeitos das chuvas intensas no lençol freático, as frequências deveriam ser aumentadas até, por exemplo, uma vez por hora. Se fôr possível, deveria ser instalado um registador automático num furo representativo.

Quanto à densidade da rede de observação, não se pode dar regras gerais, porque isto depende completamente das condições topográficas, geológicas e hidrológicas da área de estudo, dependendo também do tipo de pesquisa (reconhecimento, detalhado, etc.).

Os problemas de fluxo subterrâneo não podem ser resolvidos, a não ser que seja conhecido o que acontece nas fronteiras do sistema do fluxo. Uma rede de observação deve, por isso, estender-se fora das fronteiras da área do estudo, para determinar os fluxos de entrada e saída das áreas adjacentes.

Para uma pesquisa dos níveis de água faz-se medições em:

- Poços existentes
- Furos abertos
- Furos de observação (piezómetros)
- Água superficial (lagoas, rios, canais, etc).

No caso de água artesianas (que sobe em cima do nível do terreno), o nível da água no furo pode ser medido através de um tubo flexível transparente colocado à escala vertical.

e. Determinação das características hidráulicas

Depois da determinação da esquematização geohidrológica tem-se de determinar valores para as características hidráulicas das camadas diferentes, afim de se fazer os cálculos. Uma certa configuração de escoamento é causada pelas características do subsolo. Inversamente, pode-se imaginar que a partir da configuração do escoamento pode-se derivar informação sobre as características do solo. Isto pode se fazer de duas maneiras:

- * Usando a configuração natural de escoamento para obter uma compreensão da transmissibilidade, a resistência hidráulica ou o coeficiente de armazenamento.
- * Criando uma configuração artificial temporária do escoamento através da retirada de água (bombagem, ensaios de caudal) e a medição dos níveis de água durante um certo período.

f. Investigações no laboratório afim de se obter informação sobre a permeabilidade do subsolo, através de:

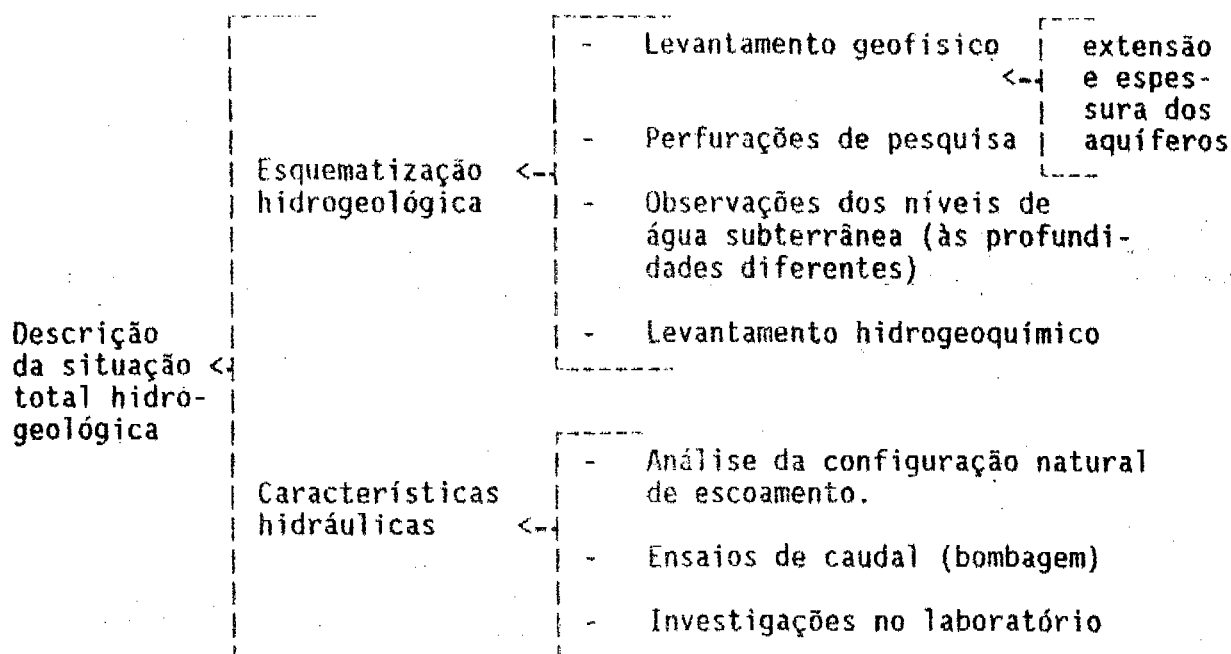
- * Estimativa da permeabilidade, baseada na composição granular das amostras do solo.
- * Ensaios com um permeâmetro, um aparelho destinado a medir a permeabilidade do solo, usando a lei de Darcy.

Em geral, a importância dos resultados de tais investigações do laboratório é muito limitada, por causa da sua baixa representatividade. No primeiro caso, a permeabilidade é calculada a partir da textura. Não entra a compactação dos grãos no campo. No segundo caso, através dum permeâmetro medem-se as características da camada superior do solo, que normalmente não é representativa para as camadas em baixo, onde fica a água subterrânea.

g. Medição de caudal da água superficial ligada com o sistema de água subterrânea a ser investigado. Em muitos casos, é útil para a elaboração dum balanço hídrico do sistema aquífero. A partir deste balanço, pode-se estimar os tipos diferentes de escoamento. Isto permite fazer uma estimativa dos recursos disponíveis a serem usados para o abastecimento de água.

h. Hidrogeoquímica. A recolha e a análise das amostras de água relativa à sua composição química, permite a elaboração das cartas geoquímicas da água subterrânea no que diz respeito ao tipo de sedimento do aquífero etc. Também é importante a distribuição da água doce e água salobra (amostragem e métodos geofísicos) (ver Capítulo 3).

Resumindo as categorias de investigação acima mencionadas, em relação aos seus objectivos, elabora-se o seguinte esquema:



8.5 EXEMPLO: ZONA COSTEIRA À NORTE DA CIDADE DE MAPUTO

A razão para investigar a zona costeira à Norte das cidade de Maputo era o facto já identificado no fim dos anos setenta, com a carência de água para abastecer a cidade de Maputo. Além das possibilidades de se aumentar a captação de água superficial, identificou-se também a existência dum bom aquífero do grés e calcário, que se estende em toda a zona costeira à Norte de Maputo. A primeira avaliação deste aquífero, com base num estudo de gabinete, foi executado pelo DANGROUP [4]. Conclui-se que se podem explorar 77.000 m³/d na área entre Mahotas e Marracuene.

Com base nestes resultados preliminares, a IWACO B.V. executou um estudo hidrogeológico mais detalhado entre 1983 e 1986 [5]. O estudo continha:

- a. uma nova análise de toda a informação existente;
- b. um estudo geofísico da área;
- c. perfurações de pesquisa;
- d. análise de ensaios de aquífero e de furo;
- e. cálculos da intrusão salina;
- f. elaboração de modelos numéricos da área (usando o método dos elementos finitos) (ver Figura 8.8).

De facto, a IWACO tinha de alargar a área original do estudo até a zona de Manhiça, porque, com base nas novas análises chegou-se à conclusão de que na área original só se poderia captar 22.000 m³/d. Para a zona entre Marracuene e Pateque, a IWACO conclui que seria viável explorar 31.000 m³/d. Se se quiser chegar ao valor original de 77.000 m³/d, será necessário explorar também a zona Norte de Pateque.

- ◆ Pergunta 4. O que se pode concluir com base na diferença entre os resultados da Dangroup e da Iwaco sobre a necessidade duma pesquisa no campo? ◆

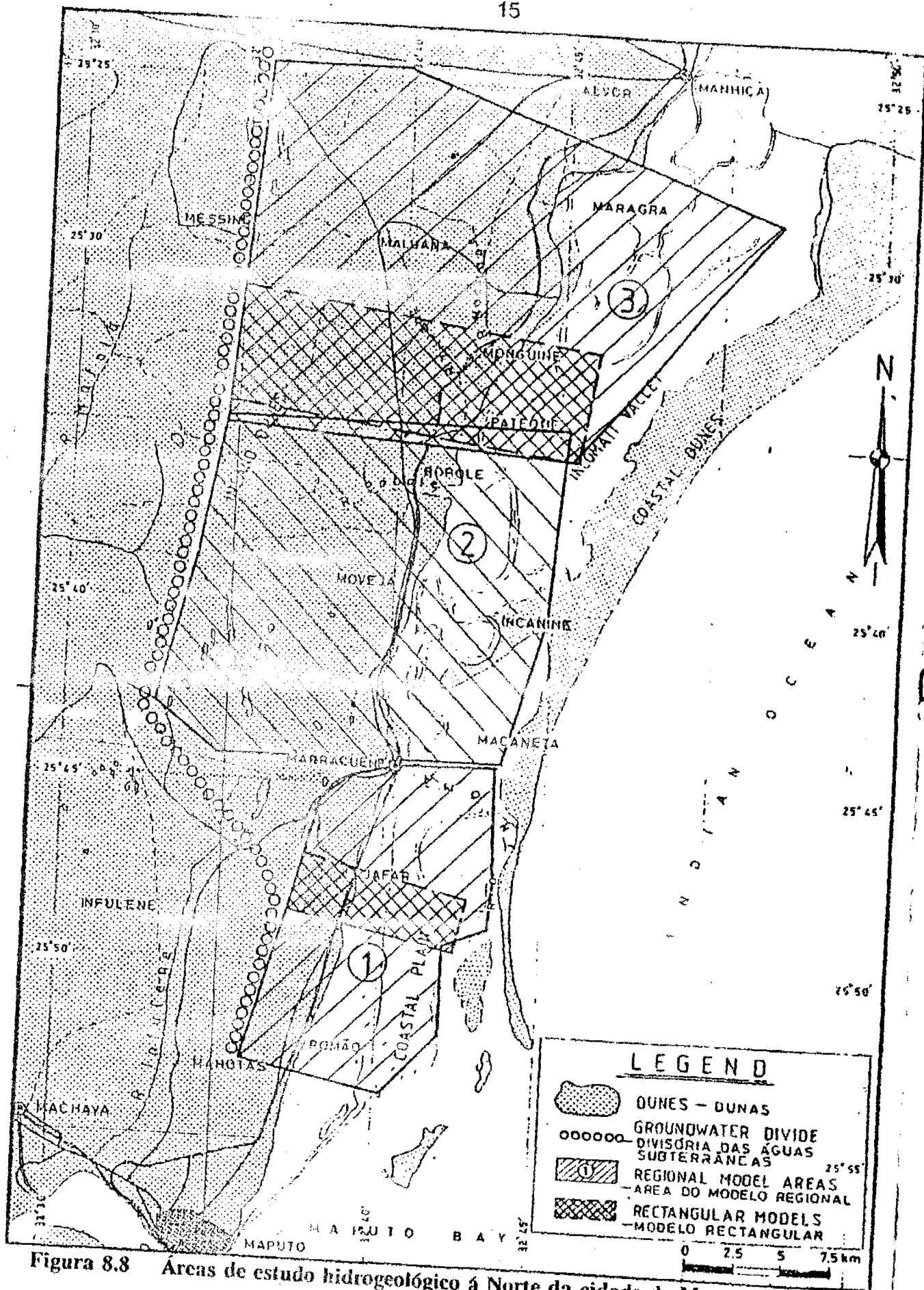


Figura 8.8 Arcas de estudo hidrogeológico á Norte da cidade de Maputo.

Respostas às perguntas

1. Especialmente quando o problema for de uma escala grande, envolvendo muitas decisões, o método IDEAL pode chegar a muitas soluções parecidas no conteúdo geral, mas diferentes nos detalhes.
2. Só se tiver a sorte de estar a trabalhar na DNA com muitos dados bem arquivados, talvez uma manhã será suficiente, se tratar da construção de um só furo. Normalmente esta fase leva uns dias até uns meses, se tratar de campos de furos.
- 3a. Fazer um nivelamento a partir dum ponto conhecido. Se fôr bem executado, é o método mais exacto. Mas é bastante moroso e caro.
- b. Interpolação entre pontos com cota conhecida ou isolinhas topográficas numa carta topográfica. Tem a vantagem que é um método rápido. Mas por outro lado, a localização do ponto referido no mapa já traz inexatidão e a interpolação da cota ainda mais. Na prática este método muitas das vezes é o único disponível. Sempre deve-se tratar os seus resultados com cuidado.
4. O método do escritório resultou numa super-estimação do potencial de água subterrânea com um factor de três. Um projecto baseado só nestes dados não é seguro. O controlo e as medições no campo são indispensáveis.

Exercícios

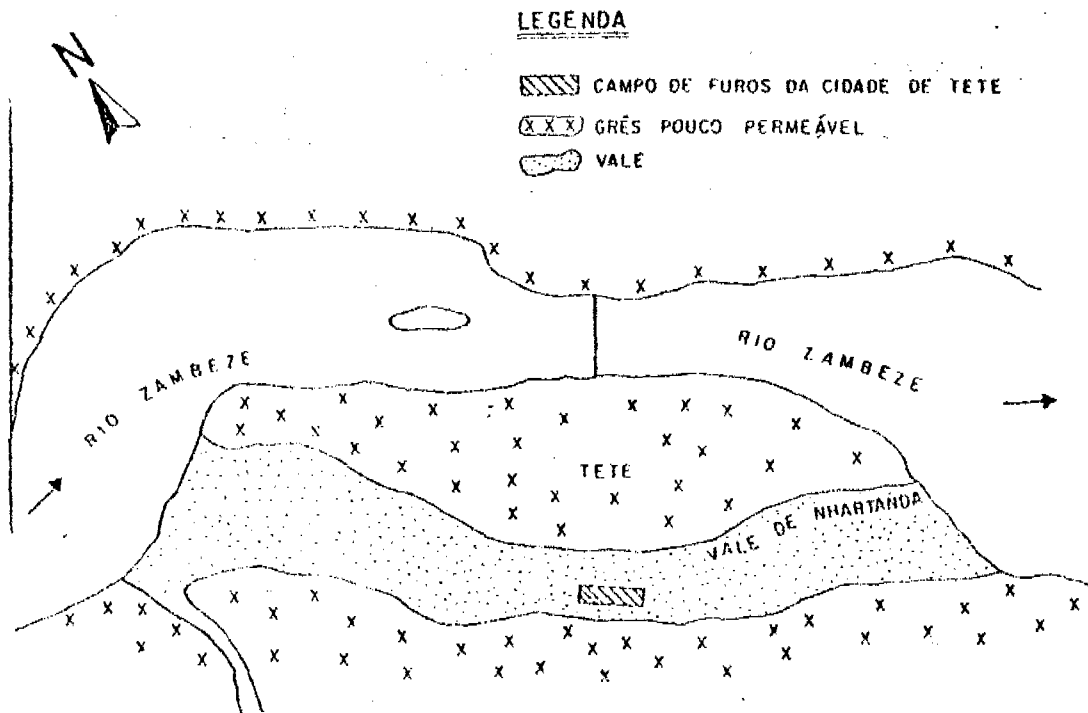
1. Imagine que você deve recomendar sobre um projecto para construir poços ou furos numa zona do complexo cristalino do país, e só se possa basear nos dados existentes no escritório. Você tem a sua disposição:

- Carta hidrogeológica de Moçambique (1:1.000.000);
- Carta topográfica (1956 escala 1:50.000);
- Fotográfica áreas (1982 escala 1:25.000);
- 5 perfurações (até 200 m para prospecção mineira);

Faça um plano de trabalho.

2. Uma instituição especializada em estudos hidrogeológicos deve executar uma inventariação das possibilidades para construir um novo campo de furos para uma cidade de cerca de 200.000 habitantes. Na sua proposta do estudo a instituição incluiu dois meses (tempo inteiro para uma pessoa) para a procura e interpretação dos dados existentes. A proposta consta em total de 20 meses (tempo inteiro para uma pessoa), uma pesquisa geofísica e 10 perfurações de pesquisa. O dono da obra propôs nas negociações a redução da fase da procura e interpretação dos dados existentes a um meio mês, porque acha que os dados antigos não valem a pena. Qual será a resposta da instituição sobre esta proposta?

3. No vale de Nhartanda, onde se capta água subterrânea num aquífero aluvionar espesso, coberto por areias finas, há planos para intensificar a agricultura com uso de fertilizantes. O aquífero tem um provável contacto com o rio Zambeze aos seus dois extremos e o fluxo é de NO para SE (ver a Figura).



Vale de Nhartanda (Tete)

Caso tiver dinheiro para 1, 2 e para 5 piezómetros, onde você os colocará?

Referências

1. B.S. Stein, 1984. The ideal problem solver (Scientific American Special).
2. L. Hamill e F.G. Bell, 1986. *Groundwater Resource Development*.
3. Eykelkamp, 1988. Lista de equipamento.
4. DANGROUP, 1981. Maputo Water Supply Study.
5. IWACO, 1986. Estudo geohidrológico para o abastecimento de água a Maputo.

9 PESQUISAS GEOFÍSICAS

9.1 INTRODUÇÃO

No Capítulo anterior trataram-se, em linhas gerais, das pesquisas hidrogeológicas. Ficou claro que uma pesquisa de água subterrânea não é muito simples. Uma grande parte das complicações nas pesquisas são causadas pelo facto de existirem poucas maneiras de observar directamente a água subterrânea. As nascentes, os rios, a geologia da superfície e a forma do terreno, são visíveis, e dão-nos indicações sobre a ocorrência da água subterrânea. Mas para observar directamente a água subterrânea, o único método disponível é de facto, o das perfurações.

No Capítulo 8, já se diz que as perfurações levam muito tempo e são caras, o que se mostrará, com mais detalhe, no Capítulo 10. Além disso, uma perfuração é uma investigação local: obtém-se informação numa superfície de alguns decímetros ao quadrado, até à profundidade da perfuração. Deve-se comparar esta área com a superfície de uma área de investigação, que pode ser até centenas de quilómetros ao quadrado. Também a área de investigação contém, normalmente, muitas heterogeneidades não conhecidas antes da investigação. Normalmente, não se terá possibilidades de construir uma rede de perfurações bastante densa, para se detectar estas heterogeneidades.

Por causa dos problemas acima mencionados, os métodos geofísicos recebiam sempre muita atenção nas pesquisas de água subterrânea. São relativamente rápidos e baratos, por causa da sua metodologia indirecta. Isso quer dizer que para a maioria dos métodos geofísicos introduz-se um fenómeno físico na terra (corrente eléctrica, ondas acústicas ou um campo magnético), e regista-se este sinal a uma certa distância da sua fonte. A mudança do sinal, por causa do material subterrâneo, permite umas interpretações qualitativas e quantitativas. Também pode-se medir propriedades físicas do subsolo: como o campo magnético e gravidade natural.

Neste capítulo, não se trata de todos os métodos geofísicos. Explicar-se-ão os aspectos mais importantes do método eléctrico, electro-magnético e sísmico de refacção. Além disso, dar-se-á alguma atenção às pesquisas geofísicas numa perfuração ou num furo. Embora haja ainda discussão sobre o método, trataremos em breve da prática dos vedores. Não se trata das tecnologias do método "Remote Sensing", isto é, a utilização, interpretação e análise das fotografias aéreas e imagens satélites. Seria um capítulo separado, mas não faz parte do propósito destes apontamentos.

Após ter estudado este capítulo, espera-se que você:

- a. Conheça as linhas gerais do método geoeléctrico, geoelectro-magnético e geosísmico, e a sua utilização nas pesquisas de água subterrânea.
- b. Possa explicar as dificuldades existentes na interpretação dos dados geoeléctricos.
- c. Perceba os exemplos dados no fim do capítulo.

Respostas às perguntas

1. Um exemplo duma boa resposta é: Água subterrânea é um recurso limitado. Por outro lado, muitas das vezes existem muitos utilizadores desta fonte. Também a exploração de água subterrânea inclui investimentos e custos de operação altos. Para evitar que se explore a fonte limitada sem controlo e que se faça investimentos sem rendimento, é necessário planear e controlar bem o uso da água subterrânea. A isto chama-se gestão.

2. Daremos um exemplo duma sobre-exploração justificada.

Para o abastecimento de água duma cidade usa-se água subterrânea dum aquífero. A necessidade da cidade aumenta continuamente. Num certo momento, capta-se a quantidade de água igual à recarga natural. Na mesma altura aceitou-se um plano para injectar artificialmente água dum rio no aquífero. A execução deste plano levará 5 anos. Neste período pode-se sobre-explorar o aquífero, sabendo que após 5 anos pode-se parar a sobre-exploração.

3. a. Nenhuma intervenção ou intervenção mínima.
 b. Pelo menos uma intervenção mínima.
 c. Intervenção média ou máxima.
 d. Intervenção máxima.

4. A gestão de água subterrânea, em 1990, em Moçambique, estava ainda numa fase inicial. Tinha-se começado a determinação de zonas de protecção e o controlo de perfurações em algumas áreas.
 Os autores esperam que se possa observar um desenvolvimento positivo neste aspecto, nos anos seguintes.

Exercícios

- Imagine que existe uma cidade na foz dum rio, com 100.000 habitantes. Ao longo da costa encontram-se dunas e o rio tem água durante todo o ano. Quais são as possibilidades viáveis para fontes de água para abastecer a cidade?
- Um aquífero freático tem uma extensão de 35 Km² e uma espessura média de 25 m. A recarga é de 125 mm/a. O coeficiente de armazenamento é de 0,18. Qual é a vazão máxima sustentada em m³/d e o rendimento máximo de mineração?
- Explique, por suas palavras, porque se decidiu começar o controlo de todas as perfurações na área do Grande Maputo.

Referências

1. W. Cramer, 1982. Development of groundwater resources in the Netherlands: Proc. of the Exeter Symp. on Improvements of Methods of Long Term Prediction of Variations in Groundwater Resources and Regimes due to Human Activity. IAHS Publ. nº. 136, pag 285-296.
2. Ministry of Water Development Kenya, 1990. Water Resources Assessment and Planning Project.
3. J.F. Thomas and W.E. Martin, 1989. Mining of aquifers near metropolitan areas: towards a general framework for policy analysis. Em: E. Custódio e A. Gurgul, 1989. Groundwater Economics, Dev. in Water Sciences, nº 39, pg 397-408).
4. O.B. Jacenkov, 1984. Artificial recharge of groundwater resources in semi-arid regions. (Em: Challenges in African Hydrology and Water Resources. Proc. of the Harare Symposium. IAHS Publ. nº 144, pg 111-118).
5. D.D. Iblebele, 1989. Methods of mapping coastal aquifers contaminated by salt water. Water Quality Bulletin WHO, Vol.14, nº1, Jan. 1989, pg. 17-19.
6. C. Chuamthaisong, 1989. Economics of groundwater development in Thailand. Water Quality Bulletin WHO, Vol.14, nº1, Jan. 1989, pg. 24-30.
7. R. Nativ and A. Issar, 1988. Problems of an over-developed water system - the Israeli case. Water Quality Bulletin WHO, Vol. 13, nº. 4, Oct. 1988, pg 126-137.
8. S.L. Zomenis, 1985. Cyprus Water Resources: over-exploitation - Results and measurements taken. Em: Commonwealth Science Council, Proc. of Seminar/Planning Meeting on Geohydrology of Drought-Prone Areas in Africa, CSC Techn. Publ. Series nº. 202, pg 49-57.
9. J. Marce Miracle, 1989. Extra costs of saline groundwater treatment: case of Llobregal river delta (Spain). Em: E. Custódio and A. Gurgul, Groundwater Economics, Dev. in Water Science nº. 39, pg 279-294.
10. J.J. de Vries, 1982. One and a half century Hydrological Research in the Netherlands (em Holandês).
11. DNA (D. Bouman e E.H. Smidt), 1986. Pesquisa hidrogeológica e geoelectrica no Planalto dos Cajueiros e no Vale do Mize nos arredores de Pemba (SdG 86.14).
12. DNA, (R. Lopes, E.H. Smidt), 1989. Controlo e gestão do campo de furos no Planalto dos Cajueiros-Pemba (DNA 11/989 -SdG 89.07).
13. DNA (E.H. Smidt), 1990. Gestão de água subterrânea na área do Grande Maputo. Parte I: será necessária? (Sympósio sobre as águas subterrâneas na área do Grande Maputo).
14. DNA (E.H. Smidt), 1990. Gestão de água subterrânea na área do Grande Maputo. Parte II. O sistema actual e ideias para o futuro. (Sympósio sobre as águas subterrâneas na área do Grande Maputo).
15. IWACO, 1984. Study of Groundwater to Supply Maputo (report 701).
16. IWACO, 1986. Study of Groundwater to Supply Maputo (report 1206).
17. Acta da reunião de 7.08.1986
18. Informação-proposta 25/AT-DEP/161, de 23/05/87 da DNA, sobre a gestão das águas subterrâneas na área do Grande Maputo.
19. Protocolo entre a DNA e o GZV, sobre as perfurações e construção de poços na zona do D.U. N.º. 4, em Maputo, de 13-10-87.
20. E.H. Smidt, I.I. Chutumia, P. Haas and N.M. Egidio, 1989. Groundwater exploitation in the area of Maputo, Mozambique. (Em: E. Custódio and A. Gurgul, Groundwater Economics, Developments in Water Science, No. 39, pg 581-591).
21. DNA, 1989. Critérios para a construção de furos (27/989-SdG 89.21).

Existe a seguinte fórmula para a resistividade da formação:

$$\rho_f = \rho_l \frac{F}{\beta^2} \quad (9.6)$$

onde, ρ_f = resistividade da formação
 ρ_l = resistividade do líquido nos poros
 F = factor de formação
 β = grão de saturação, como fracção

O factor de formação, F , é definido por fórmulas empíricas. Uma, que é válida para materiais não argilosos, é:

$$F = \frac{a}{n^c} \quad (9.7)$$

onde a = constante que varia entre 0,81 para areia e 1,0 para as rochas compactas
 n = porosidade, uma fracção
 c = factor de cimentação que varia entre 1,5 e 3,0

Na prática simplifica-se a fórmula (9.7), tomando $a = 1$ e $c = 2.0$. F passa a ser:

$$F = \frac{1}{n^2} \quad (9.8)$$

No caso de materiais completamente saturados $\beta = 1,0$, então a resistividade é:

$$\rho_f = \rho_l F \quad (9.9)$$

Portanto, a resistividade dum material saturado com água, é igual à resistividade desta água vezes o factor de formação.

Na Figura 9.3, mostra-se a relação entre a resistividade da formação e a do fluido nos poros para vários tipos de formações: A figura indica também o limite da validade das fórmulas (9.7) e (9.9). Para materiais subterrâneos, com alta resistividade (por exemplo areias), as fórmulas (9.7) e (9.9) valem. Mas, para materiais com baixa resistividade (por exemplo argila), o próprio material começa também a deixar passar uma percentagem notável da corrente, o que resulta na invalidez da fórmula (9.7). O "F" dependerá da resistividade do fluido (ver linha de argila).

A Tabela 9.2 apresenta mais valores aproximados das resistividades dos materiais subterrâneos, com ou sem água.

- ◆ Pergunta 1. Explique as grandes variações na Tabela 9.2

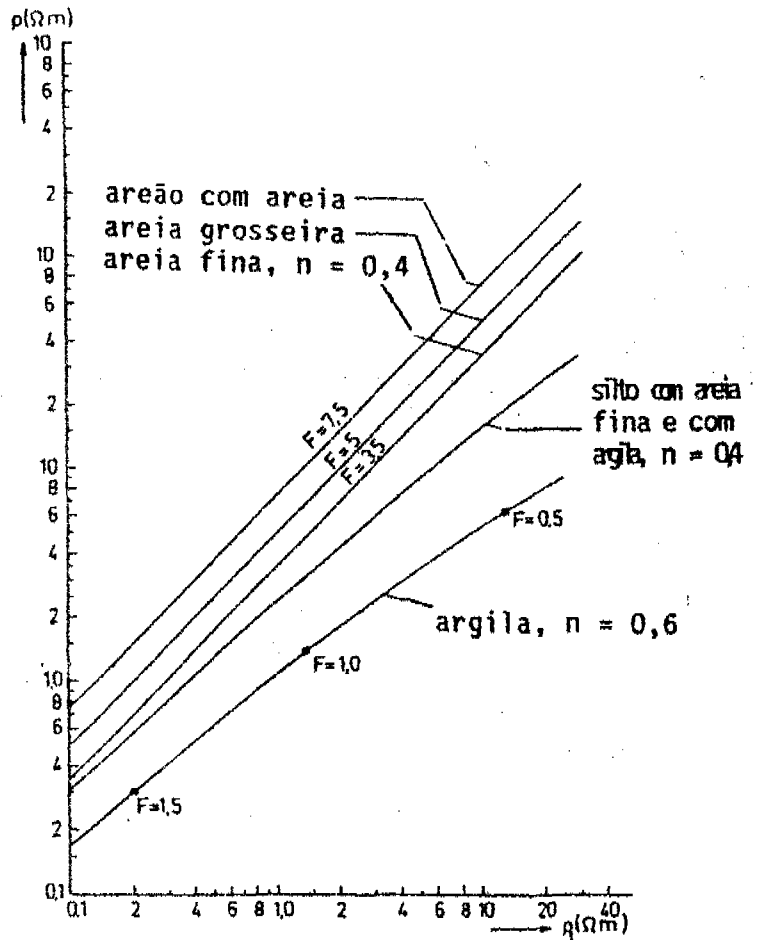


Figura 9.3 Relação entre a resistividade da formação (ρ_f) e a resistividade do fluido (ρ_1).

Tabela 9.2 A resistividade de materiais rochosos. [1]

Material	Resistividade, Ωm
Granito	$3 \times 10^2 - 10^6$
Lavas	$10^2 - 5 \times 10^4$
Basalto	$10 - 1,3 \times 10^7$ (seco)
Xistos	$20 - 10^4$
Gneisses	$6,8 \times 10^4$ (humida) - 3×10^6 (seco)
Mármore	$10^2 - 2,5 \times 10^8$ (seco)
Quartzitos	$10 - 2 \times 10^8$
Argilitos	$10 - 8 \times 10^2$
Conglomerados	$2 \times 10^3 - 10^4$
Grés	$1 - 6,4 \times 10^8$
Cálcarios	$50 - 10^7$
Dolomitos	$3,5 \times 10^2 - 5 \times 10^3$
Margas	$3 - 70$
Argilas	$1 - 100$
Aluvião e areia	$10 - 800$

9.2.1.2 Execução da pesquisa geoelectrica no campo, e a sua interpretação qualitativa

A pesquisa geoelectrica tem como objectivo medir as resistividades e profundidades das camadas no subsolo. Os valores obtidos podem ser analisados de maneiras diferentes, resultando todas numa interpretação de um sistema de camadas horizontais. Visto não existir uma relação única entre a resistividade e o tipo de material, deve-se fazer uma correlação com os dados dos furos existentes na mesma região.

A resistividade é calculada através de medição da corrente e de diferenças de potencial entre pares de electrodos colocados na superfície do terreno. Normalmente, usa-se um dos dois tipos de arranjo dos electrodos, o Arranjo de Wenner ou o Arranjo de Schlumberger (ver Figuras 9.4 e 9.5).

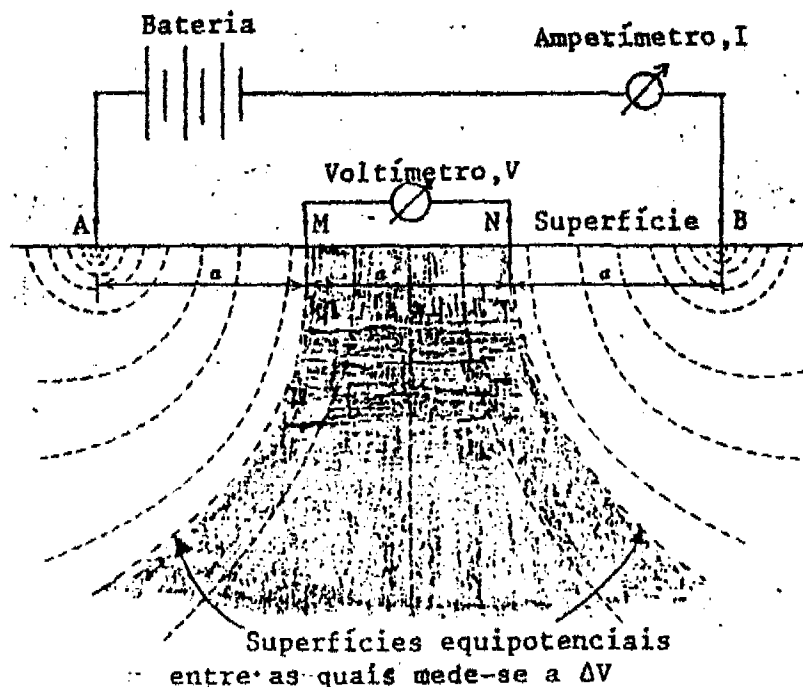


Figura 9.4 O arranjo de Wenner e a distribuição das superfícies equipotenciais.

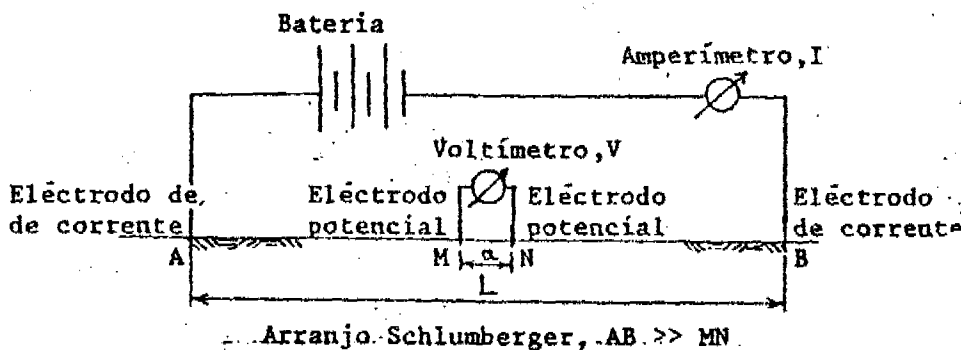


Figura 9.5 O arranjo de Schlumberger.

No circuito eléctrico passa uma corrente de intensidade I . Esta corrente também passa pelo subsolo, entre os eléctrodos de corrente A e B . Entre os eléctrodos de corrente, coloca-se, no centro, dois eléctrodos de medição (eléctrodos de potencial) M e N , sobre os quais se medem a diferença de potencial, ΔV , que existe entre as duas superfícies de potencial (a área escura na Figura 9.4) no subsolo. A resistência, R , do circuito limitado por estas superfícies de potencial é igual a:

$$R = \frac{\Delta V}{I} \quad (9.10)$$

ΔV é medido, I é medida e depois R é calculada, usando-se a lei de Ohm. A resistividade ρ é calculada usando a fórmula (9.5):

$$\rho = CR \quad (9.11)$$

onde C (dimensão de comprimento), é uma constante expressa no espaçamento ' L ' dos eléctrodos de corrente e no espaçamento ' a ' dos eléctrodos de potencial.

Para o arranjo de Wenner : $C = 2\pi a$ (9.12)

Para o arranjo de Schlumberger : $C = \frac{\pi}{a} \left[\left(\frac{L}{2} \right)^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right]$ (9.13)

Resumindo, o método de determinação das resistividades do subsolo é feito da seguinte maneira:

- Medição de ΔV ;
- Medição de I ;
- Cálculo de $R = \Delta V/I$;
- Cálculo de C de acordo com uma das fórmulas (9.12) ou (9.13);
- Cálculo de $\rho = CR$.

9.2.1.3 Resistividade aparente

Para um material subterrâneo uniforme, homogéneo e de espessura muito alta, a penetração de corrente, d , (profundidade efectiva) só depende do arranjo dos eléctrodos. A resistividade calculada neste caso é sempre igual, independentemente das distâncias dos eléctrodos de corrente, e representa a resistividade real do solo.

Na realidade, nunca se encontram situações homogéneas até uma grande profundidade. De facto, é para investigar esta heterogeneidade, que se usa o método geoelectrico (e também os outros métodos geofísicos). Imagine que existam duas camadas horizontais com características eléctricas diferentes (ver Figura 9.6A). No caso da profundidade da penetração ser menor do que a espessura da primeira camada, mede-se a resistividade desta camada (Figura 9.6A). Se se aumentar a distância entre os eléctrodos de corrente, até a corrente penetrar na segunda camada, mede-se uma resistividade do conjunto de duas camadas (Figura 9.6B). Pode-se comparar isto com um sistema de duas resistências paralelas. A resistividade que se mede, chama-se a resistividade aparente. Se se afastar

os eléctrodos de corrente, a influência da segunda camada fica cada vez maior. No caso de ρ_2 ser maior do que ρ_1 , isto resulta numa relação entre a resistividade aparente e a distância entre os eléctrodos de corrente, mostrada na Figura 9.7.

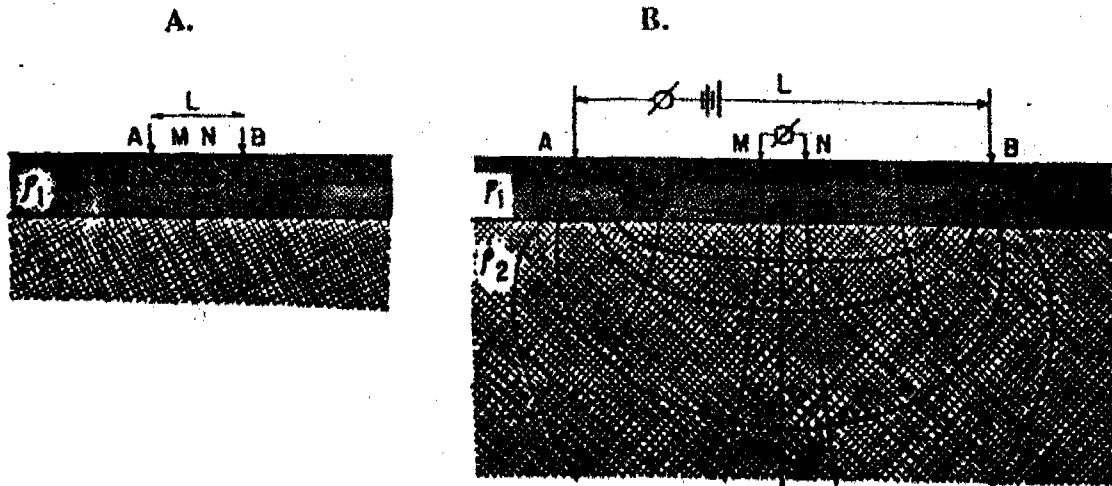


Figura 9.6 Configuração duma medição geoelectrica.

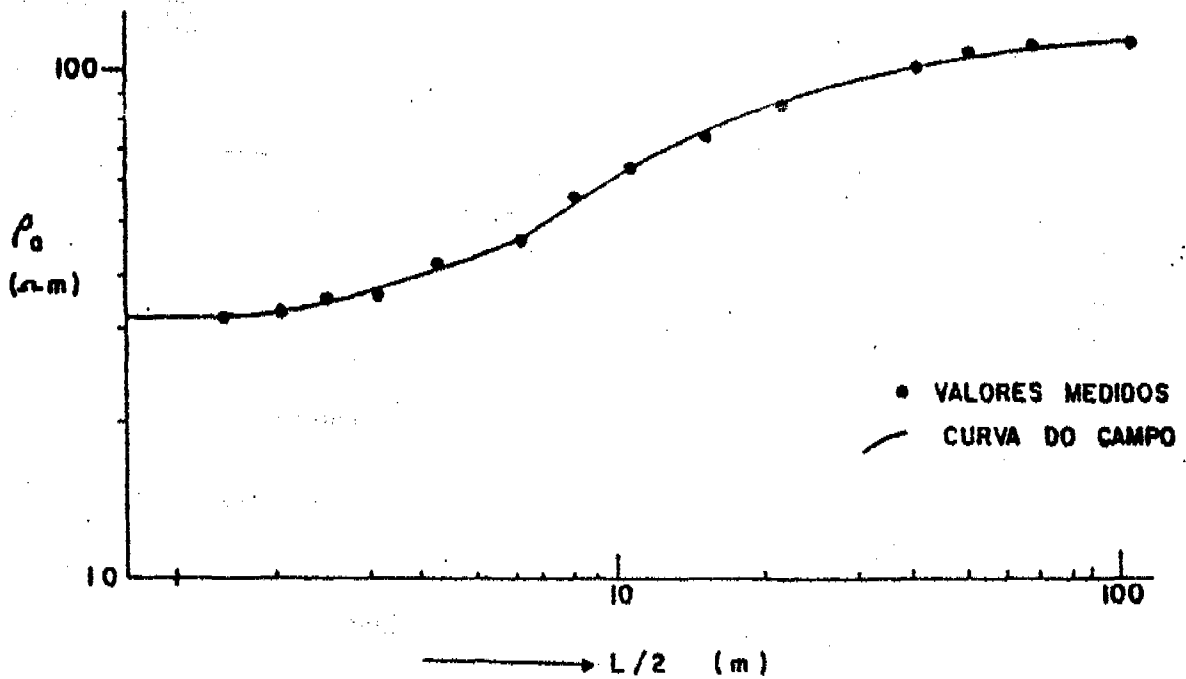


Figura 9.7 Medição geoelectrica: curva de campo.

O que foi explicado para duas camadas, vale também para um sistema de n camadas. Pode-se dizer que a resistividade aparente é uma função de $\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ e as profundidades das camadas.

Óbviamente, não se conhece o número de camadas existentes quando se executar uma medição geoelectrica, nem as suas resistividades. Para obter este conhecimento, que é o objectivo da medição, mede-se a resistividade aparente com distâncias crescentes entre os eléctrodos de corrente (L). Normalmente, usam-se as distâncias de $L/2$ de 1, 1,5, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 75, 100 m, etc.. A distância maior de $L/2$ depende da profundidade que se queira atingir. Implanta-se os valores medidos da resistividade aparente, num papel duplo logarítmico, contra os valores de $L/2$. Chama-se a esta curva 'a curva de campo'. Uma primeira análise qualitativa, com base na divisão em partes decrescentes, e crescentes desta curva, dá uma indicação do número de camadas geoelectricas. Por exemplo, na Figura 9.7, trata-se de duas camadas. Na Figura 9.8, distinguem-se, pelo menos, 4 camadas geoelectricas.

♦ Pergunta 2.

Faça uma tabela indicando os valores de C para as distâncias de $AB/2$, dadas acima, e valores de $MN/2$ de 0,5, 1, 2, 2,5, 5, 10 e 20 m, para o arranjo de Schlumberger.

UMA SECCAO GEOMORFOLOGIA
 MERICAU; MUEBA, 21
 DIA DE MEDICAO: 05/03/7
 CODIGO DA CARTA: 0032
 COORDENADAS: 393741 (LONG.-W-E) 113826 (LAT.-O-E)

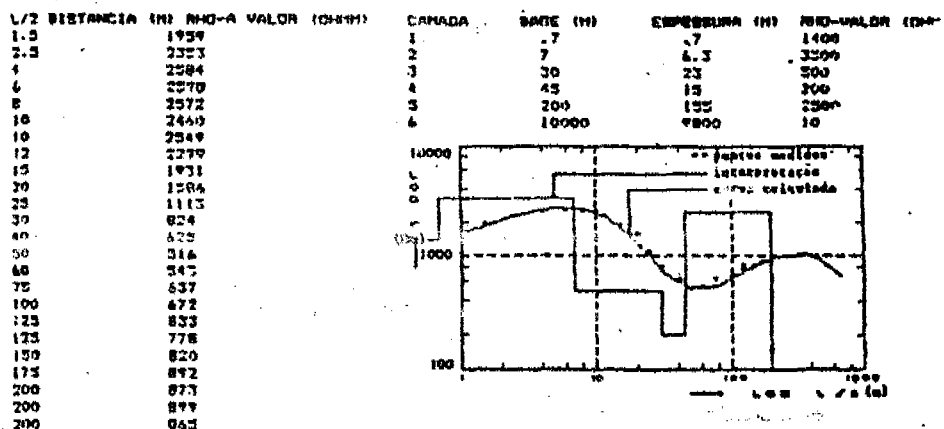


Figura 9.8 Exemplo da interpretação duma medição geoelectrica.

9.2.1.4 Interpretação quantitativa da medição geoelectrica

A interpretação quantitativa, quer dizer a determinação dos valores de $\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ e as profundidades das camadas, podem-se fazer de duas maneiras:

1. Método grafico à mão; e
2. Método de simulação da curva de campo pelo cálculo no computador

1. Método grafico à mão

Existem curvas de padrão para o sistema de duas e três camadas geoelectricas. A Figura 9.9 dá-as para duas camadas. A curva de campo implanta-se num papel transparente.

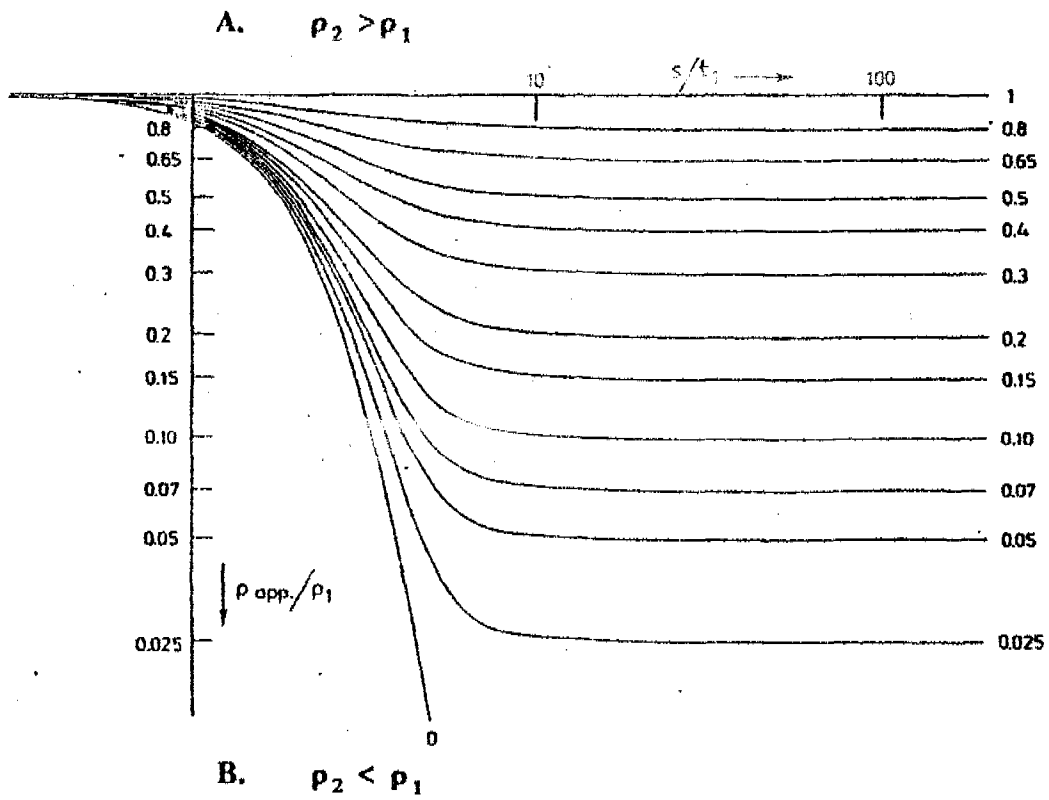
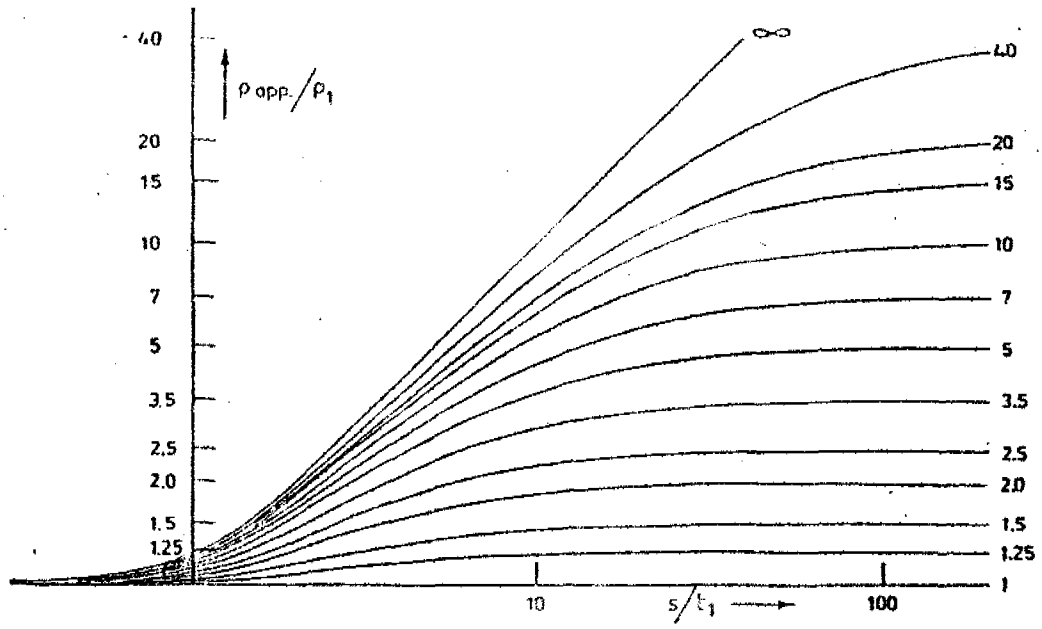


Figura 9.9 Curvas de padrão para duas camadas geoeletricas.

Neste caso, lê-se os valores das resistividades das partes horizontais da curva de campo. A profundidade da primeira camada obtém-se pela sobreposição da curva de campo nas curvas de padrão. A deslocação do eixo vertical da curva de campo (d), a partir do mesmo eixo do conjunto das curvas padrões, dá a profundidade da primeira camada (ver Figura 9.10).

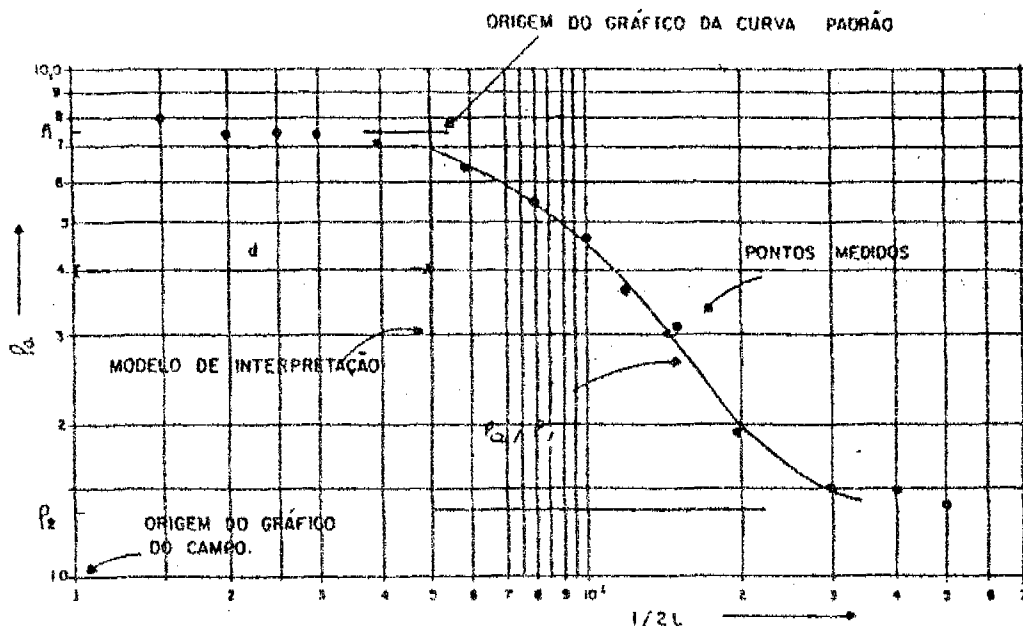


Figura 9.10 Exemplo do método gráfico para duas camadas.

Para sistemas de três camadas, o princípio gráfico é idêntico. Para um sistema de 4 camadas ou mais, é necessário dividir a curva de campo em partes de duas ou três camadas, e usar as respectivas curvas de padrão e curvas auxiliares.

2. Método de simulação da curva de campo, pelo cálculo no computador

Qualquer curva pode ser simulada através de uma série de funções complicadas (polinómios). Existem programas computadorizados para fazer isso. Assim, é possível também simular uma curva de campo. Os programas mais simples necessitam, como entrada, do número de camadas, das suas resistividades e das suas profundidades (valores de entrada). Através do programa, calcula-se a curva. Compara-se o resultado com a curva de campo e depois adapta-se os valores de entrada até chegar-se a uma comparação satisfatória. Na Figura 9.8, apresenta-se um resultado deste método. Em vez da distinção qualitativa de 4 camadas, chegou-se a uma divisão em 6 camadas. Programas semi-automáticos podem usar os dados de campo como entrada também. A partir de uns dados fixos, por exemplo uma profundidade conhecida ou uma resistividade duma camada, calcula-se a melhor adaptação à curva de campo (ver Figura 9.27). O cálculo também dá uma indicação da ordem da confiança no resultado. Finalmente, existem programas completamente automáticos, que calculam a melhor adaptação matemática à curva de campo. Isto pode levar a resultados não realistas.

Qualquer método de interpretação matemática da curva de campo rende as espessuras e as resistividades reais das camadas intersectadas, mas falta o conhecimento exacto do tipo do solo, do material, do grau de saturação e da composição química da água. Pois, a interpretação hidrogeológica da curva de campo depende de dados complementares.

Comparando as variações da resistividade real com os dados litológicos e a profundidade duma perfuração ou um furo de ensaio próximo, pode-se estabelecer uma correlação entre as resistividades e as condições hidrogeológicas (litologia, presença e qualidade da água subterrânea). Estas informações podem ser aplicadas na interpretação das medições de resistividade em áreas circunvizinhas, evitando assim a necessidade de construir mais furos.

- ◆ **Pergunta 3.** *Explique, por suas palavras, porque o método automático para calcular curvas geoelectricas não é muito útil.* ◆

9.2.1.5 Métodos de aplicação

Os estudos de resistividade eléctrica podem ser feitos de duas maneiras:

- Sondagem eléctrica vertical, completa (SEV)
- Perfis geoelectricos transversais, com valores de $L/2$ fixos

A. Sondagem Eléctricas Verticais (SEV)

O primeiro método, a sondagem eléctrica vertical completa (SEV), consiste na medição num sítio das resistividades, "mantendo fixo" o espaçamento dos eléctrodos de potencial e aumentando o espaçamento dos eléctrodos de corrente. Para cada espaçamento diferente dos eléctrodos de corrente, calcula-se a resistividade aparente. Estas resistividades aparentes são implantadas no papel logarítmico em função da distância 'a' (Wenner) ou da distância ' $L/2$ ' (Schlumberger).

Na Figura 9.11 mostra-se um gráfico da resistividade aparente

com o espaçamento $L/2$, enquanto que a parte baixa da figura dá a interpretação das medições. Neste caso, as profundidades e as resistividades reais foram determinadas pela

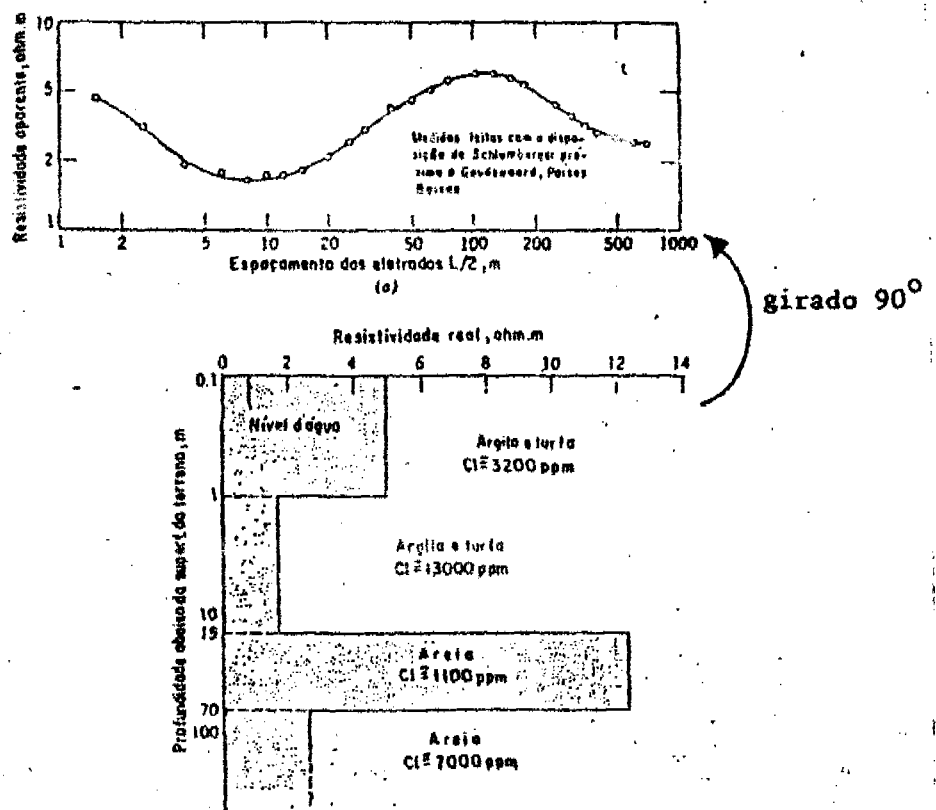


Figura 9.11 Exemplo da sondagem eléctrica vertical, da medição da resistividade eléctrica aparente e os resultados de interpretação.

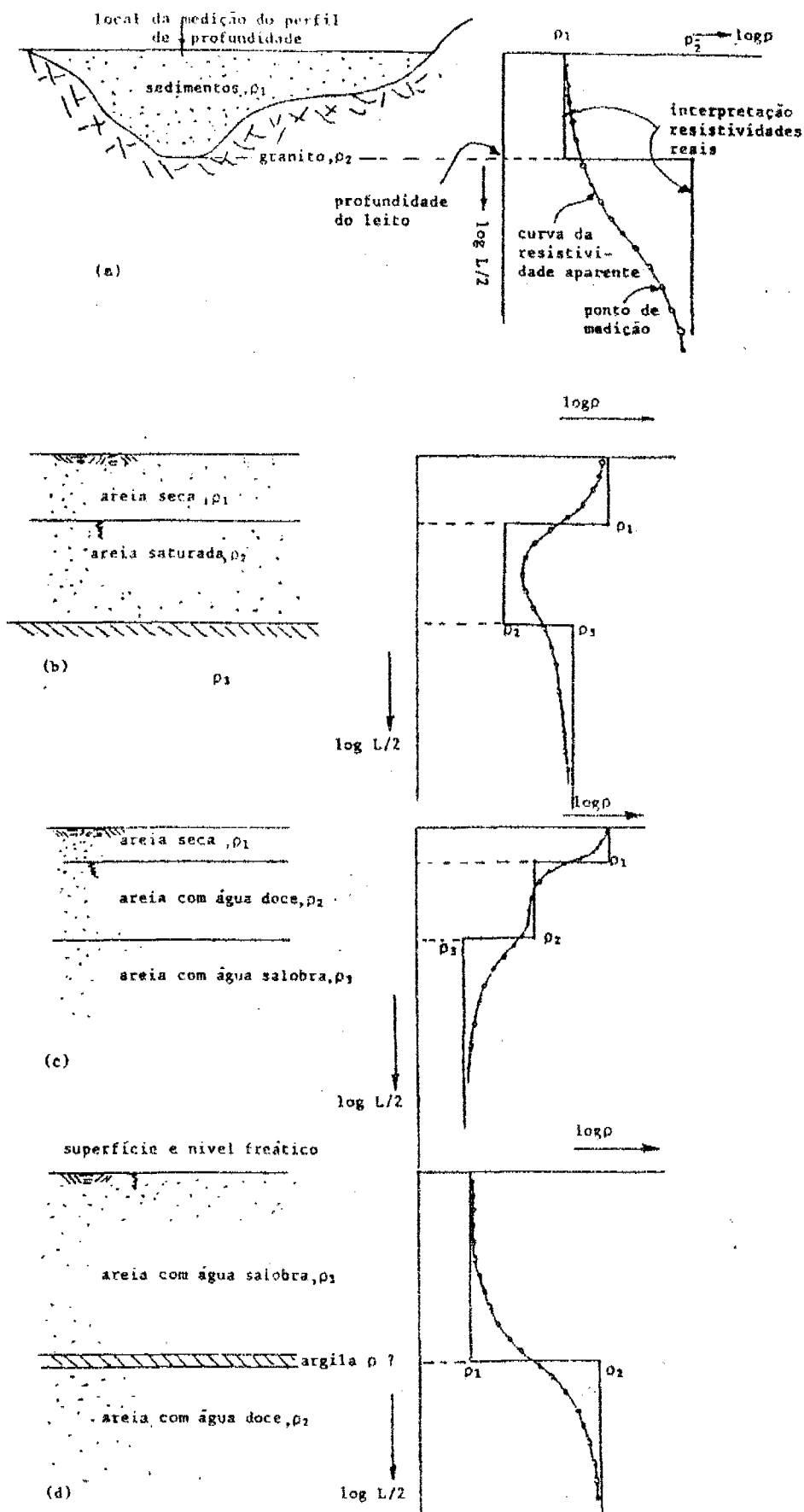


Figura 9.12 Exemplos de sondagens eléctricas verticais.

sobreposição com as curvas teóricas de Schlumberger. Os dados geológicos foram obtidos por meio de furos de ensaio próximos. A estimativa do teor do cloreto na água subterrânea, baseou-se na relação entre a resistividade real do aquífero saturado, o factor da formação e a resistividade da água subterrânea obtida por meio de medições em furos de ensaio circunvizinhos.

O método de sondagens eléctricas verticais (SEV's), completas, é eficiente, somente na determinação das fronteiras horizontais (mudanças na direcção vertical) como os aquíferos, níveis de água, salinidades, formações impermeáveis e profundidades dos leitos de rios e a da rocha não alterada (ver Figura 9.12 para mais exemplos).

B. Perfis geoelectricos transversais

O segundo método é o da execução de perfis geoelectricos transversais com valores de $L/2$ fixos. Isto envolve a execução de medições numa série de estações ao longo de diversas linhas paralelas, mantendo-se a mesma separação dos electrodos em cada estação. Assim, ao longo de perfis, mede-se a resistividade aparente representativa para uma parte duma SEV completa. Usa-se o método para detectar fronteiras verticais (mudanças na direcção horizontal), como leitos antigos de rios, falhas, e a interface água doce-salgada. Os perfis transversais de resistividade são construídos usando-se os dados obtidos ao longo de uma linha que cruza o fenómeno que se espera estar presente, por exemplo, um leito antigo dum rio num vale aluvial (ver Figura 9.13). A Figura 9.14 mostra uma aplicação hipotética do método de transversais escalonadas para localizar depósitos dos leitos aterrados limitados por outros depósitos. A Figura 9.14 mostra um perfil de resistividade

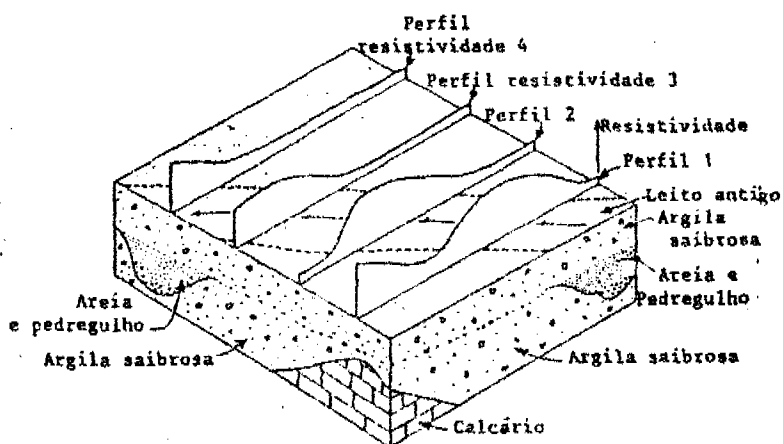


Figura 9.13 Perfis geoelectricos transversais para detectar um leito antigo dum rio.

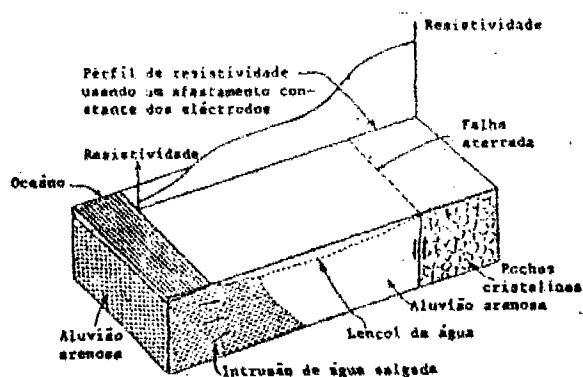


Figura 9.14 Uso dum perfil geoelectrico transversal para a localização da interface água doce-salgada, num aquífero arenoso homogéneo.

destinado à localização do grau de intrusão salina num aquífero arenoso. Também foi localizada uma falha.

9.2.1.6 Dificuldades relativas à interpretação

Há três dificuldades que podem complicar a interpretação das curvas medidas:

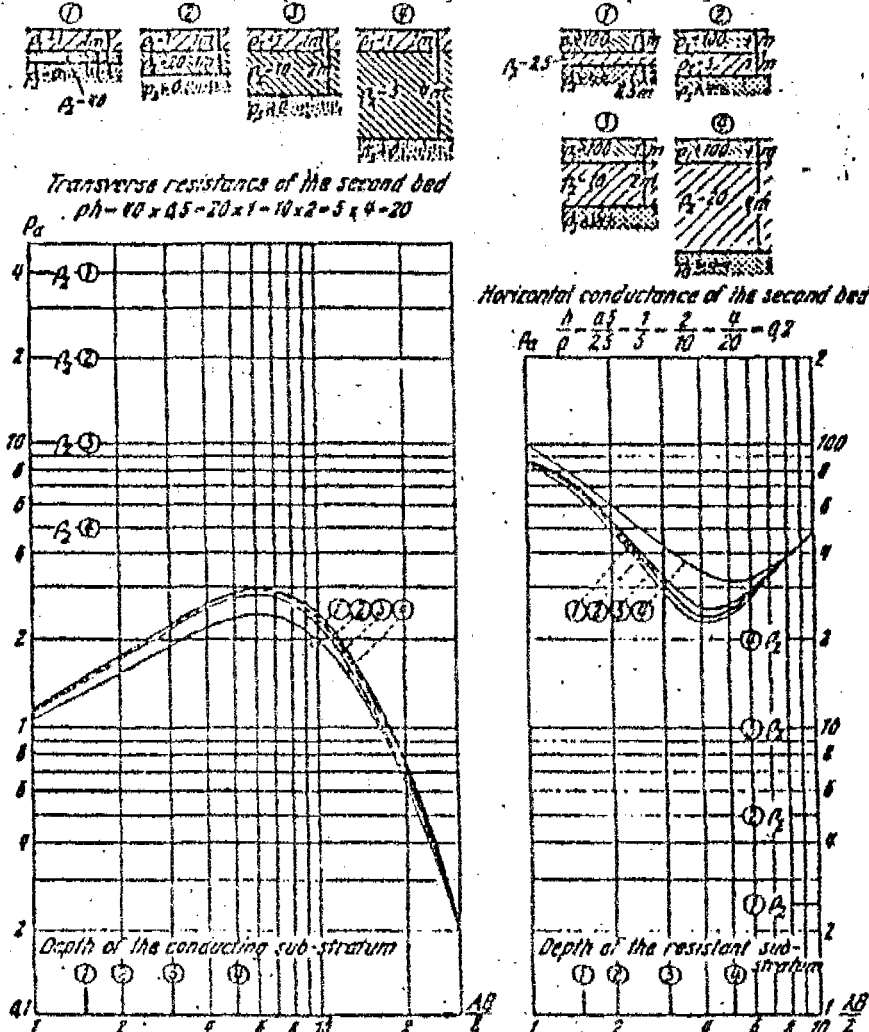


Figura 9.15 O princípio de equivalência. [1]

1. **Supressão:** Uma camada relativamente fina, com resistividade intermédia comparada com as resistividades das camadas adjacentes, não se pode distinguir na curva medida. A sua influência é suprimida pelas camadas adjacentes (ver Figura 9.12d).
2. **Equivalência.** Não existe uma solução única para uma certa curva medida. Várias combinações da espessura e da resistividade resultam no mesmo valor da resistividade.
 Existem dois tipos de equivalência: em "T" e em "S" (ver Figura 9.15):
 - a. Equivalência em "T" ocorre quando uma camada de resistividade relativamente alta se encontra entre duas camadas de menor resistividade (curva de tipo "colina"). Como regra geral, pode-se dizer

que haverão problemas com equivalência, se T (o produto da espessura e resistividade dum camada) da camada intermédia (T_2), for significadamente menor do que os das camadas adjacentes: por exemplo, se $T_2 < 0,25 T_1$.

- b. Equivalência em "S" ocorre quando uma camada de resistividade baixa se encontra entre duas camadas de maior resistividade (curva de tipo "vale"). Como regra geral, pode-se dizer que haverão problemas com equivalência se S (o quociente da espessura e resistividade dum camada) da camada intermédia (S_2), for muito menor do que os das camadas adjacentes: por exemplo, se $S_2 < 0,1 S_1$.

Pode-se resolver o problema da equivalência usando os dados geoelectricos calibrados a uma descrição litológica dum perfuração (espessura conhecida).

3. **Influência da qualidade de água.** Este problema é um caso especial do problema geral da equivalência. A resistividade dum camada é determinada pela resistividade do solo e pela resistividade da água subterrânea. É claro que, quando se quiser saber a resistividade do solo dever-se-á saber a resistividade da água ou vice-versa. Na Figura 9.16, dá-se um exemplo deste problema para água doce, salobra e salgada em argila ou areia.

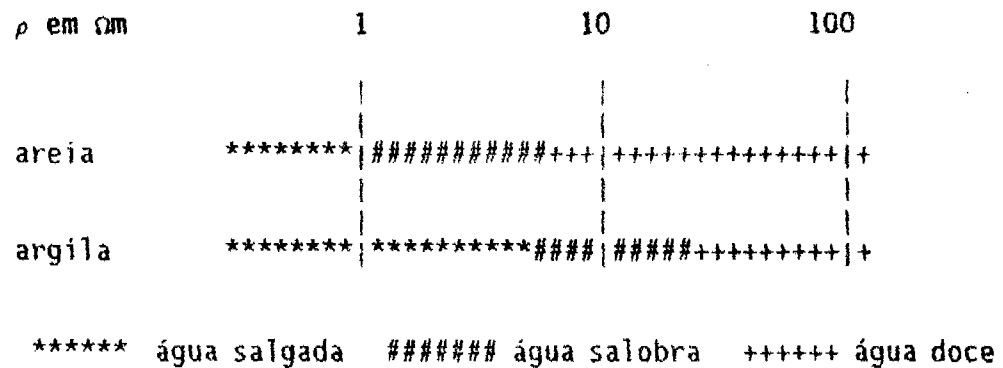


Figura 9.16 A influência da qualidade de água.

- ◆ **Pergunta 4.** *Pensa que o problema da qualidade de água é importante para a aplicação do método geoelectrico em Moçambique?* ◆

9.2.2 Métodos geoelectro-magnéticos (EM)¹

Nos métodos geoelectro-magnéticos (EM), mede-se a condutividade aparente do material subterrâneo. Nota-se que a condutividade é o inverso da resistividade. Um campo magné-

¹ Este subcapítulo é parcialmente uma tradução duns paragrafos de [2, apendice 2] sobre o método geoelectro-magnético.

tico é gerado por uma corrente alternada que passa num transmissor na superfície. O transmissor tem a forma dum círculo. Este campo primário cria uma corrente eléctrica no subsolo (o campo secundário), cuja intensidade é determinada pela condutividade do material subterrâneo. A intensidade do campo secundário é medida por um receptor, também da forma circular, a uma distância fixa do transmissor. O transmissor e o receptor são instalados numa posição horizontal ou vertical (ver Figura 9.17).

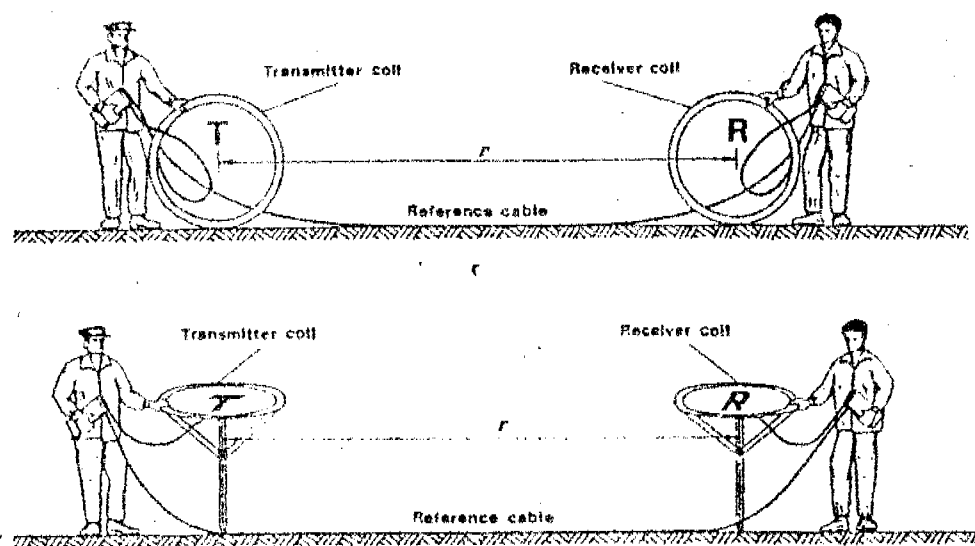


Figura 9.17 Método geoelectrico-magnético. [3]

Porque não é necessário fazer contacto com a superfície, as medições são feitas rapidamente. O método é usado, muitas vezes, numa investigação inicial de reconhecimento, resultando numa impressão rápida da condutividade do subsolo. Também se pode usar o método para detectar anomalias específicas, como zonas de falhas, diques, ou vales de rios aterrados. Também pode ser aplicado numa investigação para a profundidade da zona meteorizada. Em muitos estudos, o método geoelectro-magnético substitui o método do geoelectrico dos transversais, porque é muito mais rápido.

Medições geoelectro-magnéticas são, normalmente, executadas ao longo de linhas de perfis, obtendo-se assim secções sobre um certo terreno. A profundidade de penetração depende da frequência da corrente emitida, a condutividade da camada superficial, a posição do transmissor, e a separação entre o transmissor e o receptor. Com quase todo o equipamento, a penetração varia entre 10 e 60 m. Duas pessoas podem executar as medições. Por dia, podem ser medidos uns quilómetros, o que é, normalmente, suficiente para indicar um, e às vezes dois, sítios potenciais para um furo.

A interpretação qualitativa das medições é obtida pela construção de mapas das anomalias observadas nas linhas de perfis, e dos valores da condutividade destes fenómenos. Necessita-se de algum conhecimento da hidrogeologia da área para identificar a natureza das anomalias. Interpretações simples para modelos de dois ou três camadas, podem ser calculadas à mão, ou usando programas de computador, mas a confiança destes modelos depende muito dos dados disponíveis, por exemplo, das medições eléctricas nas perfurações ou das SEV's. A Figura 9.18 mostra um exemplo duma

anomalia eléctro-magnética, devida a uma zona vertical de condutividade diferente do que a do material nos arredores.

VERTICAL DIKE RESPONSE

Vertical dipoles, 20meter intercoil spacing

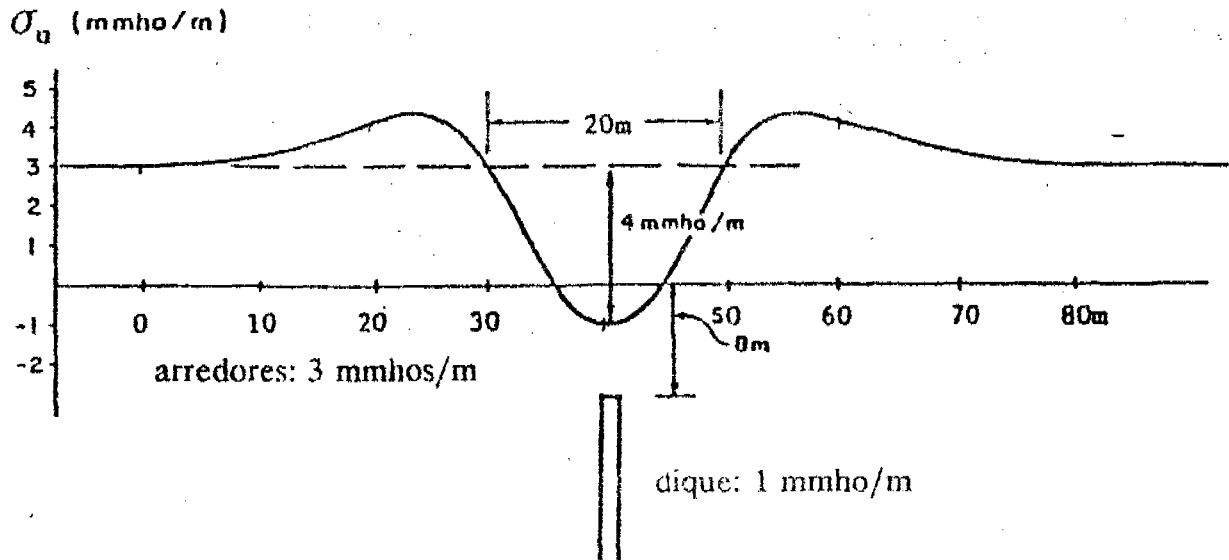


Figura 9.18 Exemplo duma anomalia EM, causada por um dique vertical.

No método geoelectrico-magnético obtém-se o valor da condutividade do solo. Normalmente, executa-se perfis transversais (ver o método geoelectrico). A interpretação dos resultados darão uma indicação relativa à estrutura do subsolo. Mais uma vez, a espessura, condutividade e profundidade são os parâmetros importantes. A diferença entre o método de resistividade e o método eléctro-magnético é ainda mais fácil detectar camadas com dimensões horizontais limitadas (por exemplo a zona de flechas fracturadas aterradas). Uma outra vantagem é que não se precisa mudar os eléctrodos de um sítio para outro, pois anda-se com o transmissor e receptor na mão.

Existe um método eléctro-magnético que merece atenção especial por causa da sua facilidade de execução. É o método da frequência muito baixa (em Inglês: Very Low Frequency) (VLF EM). Neste caso, os sinais primários vêm dos transmissores potentes existentes, de rádio de frequências de 10 - 30 kHz, que causam campos eléctro-magnéticos fracos em estruturas condutíveis subterrâneas. Assim, um só receptor pequeno e leve dá para executar medições. A profundidade de penetração do VLF é menor do que a do método normal de EM, 5 a 30 m. O alcance dos transmissores potentes usados para o método VLF ainda não atinge Moçambique. Esta desvantagem pode ser resolvida pelo uso dum transmissor de VLF, portátil. Até 1990, o método ainda não foi praticado em Moçambique.

9.2.3 Método geosísmico de refração

O método sísmico de refração consiste na medição dos tempos de chegada das ondas de compressão. Estas ondas são geradas pelas explosões, pelo amartelar ou pela queda dum peso. As chegadas das ondas são registadas por um número de geofones, dispositivos, situados a certas distâncias do ponto de impacto, que transformam as vibrações mecânicas em sinais eléctricos. Ao medir-se o tempo que as ondas necessitam para atravessar o subsolo, obtém-se informação acerca da profundidade e velocidade sísmica das diferentes camadas.

No método de refração usa-se o facto duma superfície fronteira, entre duas camadas com características sísmicas diferentes, refractar as ondas de compressão, se a segunda camada (a mais profunda) tiver uma velocidade maior para a propagação das ondas de compressão (Lei de Snellius). Se a onda chegar a um angulo crítico à superfície fronteira, continuará paralelamente com a superfície. Uma fracção da onda será refractada com o mesmo angulo crítico e chegará na superfície. Existe uma certa distância para a qual a onda refractada chegará antes da onda que se transmite ao longo da superfície (a onda directa). Apanha-se a onda directa e as ondas refractadas pelos geofones (ver Figura 9.19a). Se se implantar os tempos de chegada contra a distância a partir do ponto do impacto, pode-se encontrar resultados como demonstrados na Figura 9.19b, para duas camadas, e na Figura 9.19c para três camadas. A primeira secção refere-se à onda directa na camada superficial, a segunda à segunda camada, etc.. A tangente das secções rectas que passam pelos pontos implantados é a velocidade da onda de compressão na primeira, segunda etc. camada. No caso de existir duas camadas, a profundidade da interface (H) calcula-se pela fórmula seguinte:

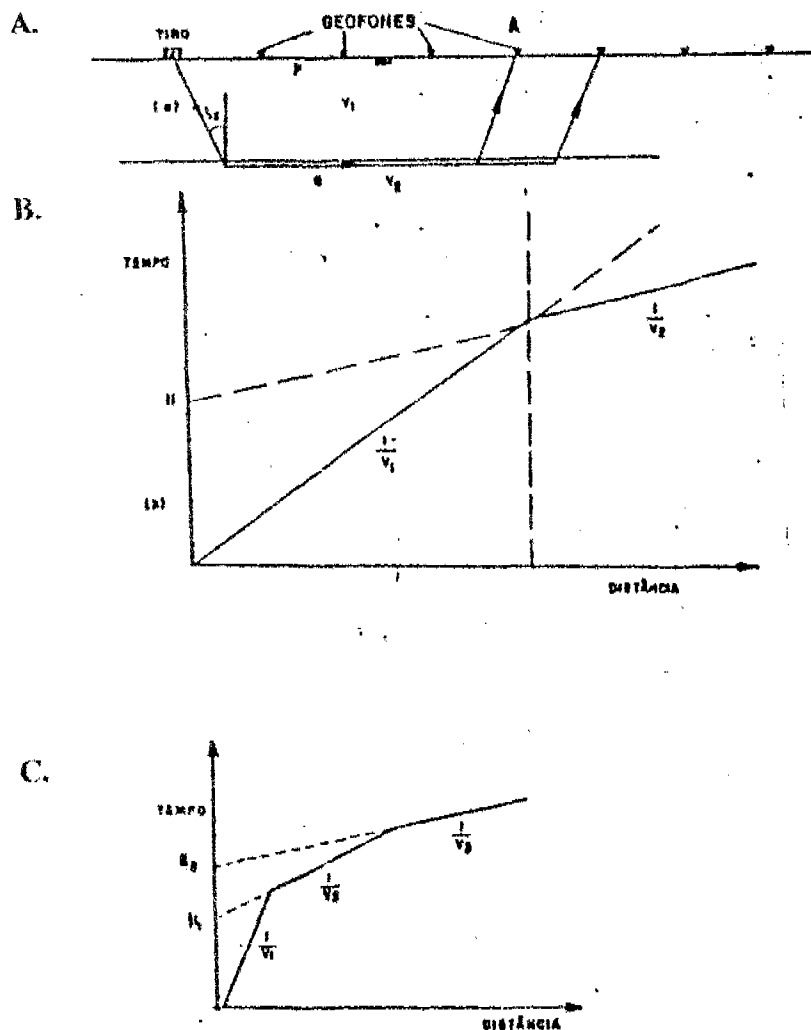


Figura 9.19 Interpretação duma medição do método sísmico de refração.

$$H = \frac{x_1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (9.14)$$

em que: x_1 = distância na qual as duas secções se intersectam
 v_1 = a velocidade da onda de compressão na primeira camada
 v_2 = a velocidade da onda de compressão na segunda camada

No caso de existirem três camadas ou mais, existem também fórmulas para calcular as profundidades das interfaces.

É de notar que uma limitação do método de refração é de que a velocidade das ondas de compressão aumenta com a profundidade. Assim, camadas com velocidades menores de a da camada superior não podem ser detectadas (comparável com a supressão no método geoelectrico). Outra limitação é de que se precisa duma superfície plana para a execução da medição. Nos casos com camadas inclinadas pode-se aplicar também o método de refração, mas a interpretação torna-se mais complicada.

Uma aplicação do método de refração é a determinação da profundidade da rocha fresca no baseamento cristalino e a determinação da espessura de aluviões.

Na Tabela 9.3 apresentam-se intervalos dos valores da velocidade das ondas de compressão para vários tipos de materiais.

Tabela 9.3 Intervalos dos valores da velocidade das ondas de compressão para vários tipos de materiais. [3]

Material	Velocidade (em m/s)
água	1400 - 1600
areia	100 - 2000
argila	400 - 2500
grés/argilito	1500 - 5200
calcário/dolomito	1000 - 7000
basalto	5000 - 6500
granito	4000 - 5500
gneisse	5000 - 6500

Com base nos dados apresentados na Tabela 9.3, será óbvio que o problema de equivalência existe também na interpretação hidrogeológica das medições sísmicas. Será sempre necessário ter dados de perfurações para calibrar os dados sísmicos numa certa área. Mesmo assim, só pessoas com bastante experiência são capazes de interpretar bem as medições sísmicas. Aplicando o método de refração uma equipa com experiência pode indicar, por dia, um ou mais sítios para furos, se tiver disponível informação sobre os tipos de rochas e suas profundidades e a possibilidade de encontrar água subterrânea.

- ◆ *Pergunta 5. Se se souber que existem fios de electricidade no subsolo, que métodos geofísicos darão problemas?* ◆

9.2.4 A prática dos vedores

A prática dos vedores já era conhecida muito antes de origem da ciência de geofísica ou de hidrogeologia. Sem dúvida, muitas pessoas acreditam nela, e provavelmente muitas vezes com razão. No mundo científico, o método foi negado ou lutado como não sendo sério, mas também foi admirado por causa dos seus sucessos. Até agora não existe uma explicação científica pelo fenómeno. A teoria mais lógica parece ser que o sistema nervoso do homem é capaz de reagir devido a pequenas alterações em campos eléctricos, magnéticos ou de gravidade. O facto que o instrumento do vedor (a varinha do vedor, que consiste de madeira ou de ferro) move, se o vedor passar uma certa fronteira subterrânea, não parece ser causado pelo instrumento, mas pela interacção entre o corpo humano e o fenómeno subterrâneo.

Qualquer que seja a explicação do método, em várias partes do mundo, os bons vedores têm provado serem capazes de dar resultados idênticos, e até melhores, do que os das equipas geofísicas. Em termos de custos, o método é obviamente o mais barato. Trata-se por exemplo de resultados em Sri Lanka, onde, com 100% de sucesso, se conseguiram, entre outros [2]:

- localizar sítios para furos (até uma exactidão de 10 cm);
- dar informação sobre a espessura do aquífero e a direcção do fluxo da água subterrânea nele;
- indicar o caudal de furos e o conteúdo de sais.

9.2.5 Resumo de aplicações dos métodos geofísicos superficiais

Se se executará uma pesquisa geofísica, como parte dum estudo hidrogeológico, raramente se discute ainda. A inclusão da geofísica nos estudos hidrogeológicos é aceite internacionalmente. A razão para isto, é, entre outros, os custos relativamente baixos dum estudo geofísico. Por exemplo, para indicar um sítio viável para um furo, um estudo geofísico custa na região de Africa Austral, em média, US\$ 150,00 [2], o que é um valor baixo em comparação com os custos dos furos (ver 10.3.4).

Mais difícil é a pergunta que método se deve aplicar em qual situação. Na Tabela 9.4 apresenta-se um resumo das aplicações dos vários métodos geofísicos superficiais, indicando o grau de aplicabilidade dos três métodos mais comuns.

- ◆ *Pergunta 6. Qual é o método mais rápido para uma medição completa? Quantas pessoas são precisas para a execução duma medição de cada tipo?* ◆

Tabela 9.4 Resumo de aplicações dos métodos geofísicos superficiais

	eléctrico	EM	sísmico
1. Detecção de aquíferos, aquitardos e aquícludos na direcção vertical	+++	--	+
2. Detecção de mudanças de características dum camada na direcção horizontal	+++	+++	--
3. Detecção da profundidade da zona de meteorização no baseamento cristalino	+++	--	+++
4. Detecção da espessura de aluviões	+++	--	++
5. Detecção de falhas e diques	++	+++	++
6. Detecção de interface água doce-salgada	+++	+++	--
7. Detecção de água poluída	+++	+++	--

+++ muito aplicável

++ aplicável como método adicional

+ aplicável com grandes restrições

-- não aplicável

9.3 MÉTODOS GEOFÍSICOS SUB-SUPERFICIAIS

Como existem métodos do tipo geofísico superficial (ver 9.2), existem métodos geofísicos sub-superficiais. Também não medem nem determinam directamente os tipos de rochas, a porosidade, a permeabilidade e a densidade de qualquer formação. Fornecem a medição de propriedades físicas dos materiais que podem revelar se uma formação é suficientemente porosa e permeável, para compor-se como aquífero. O levantamento geofísico sub-superficial faz-se em perfurações, geralmente não revestidos. Normalmente, durante a fase de construção de um furo de produção ou um furo de observação, mas antes de colocar a tubagem definitiva (revestimento), faz-se uma diagrafia eléctrica (levantamento geofísico), neste furo. Em áreas com rochas duras, às vezes não se precisa revestir e pode-se fazer o levantamento em qualquer momento.

9.3.1 Registos eléctricos

A medição geofísica mais comum em perfurações é a execução do perfil eléctrico. Serve para verificar e suplementar o perfil descrito, registado pelo geólogo ou pelo sondador. O perfil eléctrico consiste no registo das resistividades aparentes das formações sub-superficiais e dos potenciais espontâneos gerados na perfuração, ambos registados em termos de profundidade abaixo da superfície do terreno.

Essas duas propriedades estão relacionadas indirectamente com as características das

formações e com a qualidade da água nelas contida. Podem ser medições exclusivamente nos orifícios preenchidos com lama e sem revestimento (ver Capítulo 11 para os detalhes da construção do furo).

Muitos tipos de arranjo de eléctrodos são empregados para um perfil eléctrico. A Figura 9.20 mostra somente três disposições mais comumente aplicadas.

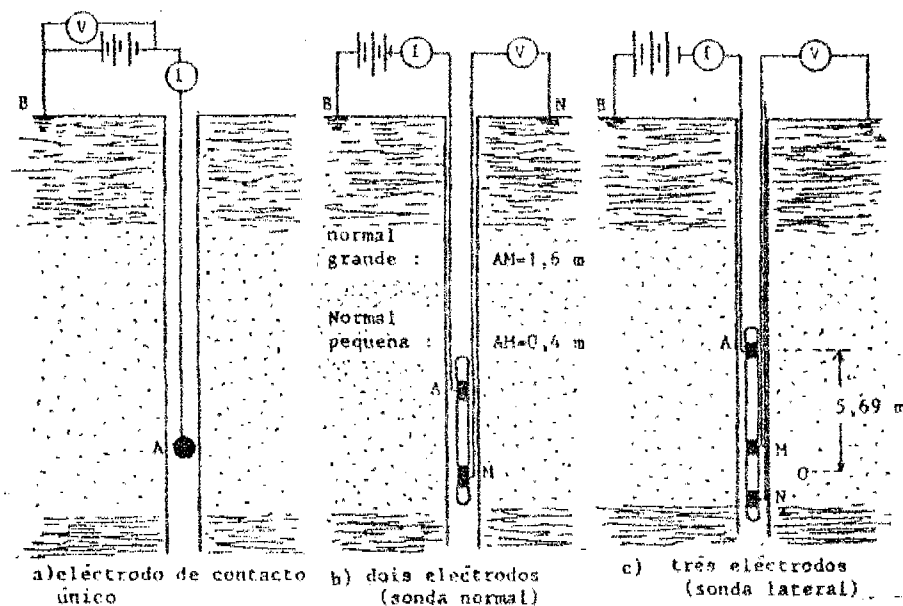


Figura 9.20 Esquema de três processos de obtenção do perfil eléctrico.

A interpretação é afectada por uma série de condições, devendo todas elas merecer alguma consideração. Essas incluem o diâmetro da perfuração, o tipo do fluido da mesma, as características químicas da água, a porosidade da formação, o grau de intrusão de lama na formação e o tipo do arranjo dos eléctrodos usados na operação.

Uma das mais importantes variáveis para a obtenção do perfil eléctrico, é a qualidade química da água da formação. Numa primeira aproximação, a resistividade da formação varia inversamente com o teor de sólidos dissolvidos. Uma areia limpa, saturada de água com 600 mg/l de sólidos dissolvidos, acusará uma resistividade da formação de cerca de metade da resistividade de uma mesma areia, contendo água com 300 mg/l de sólidos dissolvidos.

9.3.1.1 Curva de autopotencial

Uma parte integral de um perfil eléctrico completo é a curva AP (auto-potencial), que significa uma curva representativa da mudança de potencial espontâneo, ou autopotencial, com a profundidade. Existem diferenças naturais de potencial entre um eléctrodo da superfície (sem fonte de corrente) e um eléctrodo numa coluna de lama condutora.

Esses potenciais são o resultado de correntes electroquímicas que ocorrem nos contactos de lama de perfuração com a água das camadas permeáveis e através das camadas de argila, acima ou abaixo das camadas permeáveis.

O autopotencial no furo é medido através de abaixamento dum eléctrodo no furo não revestido e colocando o outro eléctrodo num pequeno buraco enchido com lama na superfície. Uma linha, communmente referida como a **linha de argila**, pode-se traçar no registo, que liga todos os pontos do mesmo potencial. No caso de também estarem presentes camadas grossas de areia com água doce (aquífero), registar-se-ão potenciais negativos. A Figura 9.21, mostra o esquema do método e o registo de potencial espontâneo, através duma camada de grés com água salgada (situação hipotética).

O registo de potencial espontâneo é usado para localizar as camadas permeáveis, e para localizar exactamente os topos e fundos destas camadas.

9.3.1.2 Registo de resistividade - eléctrodo singular

O eléctrodo de contacto único (ver a Figura 9.20a) é usado nas obras de perfuração de água. A curva dá uma distinção entre as camadas. O equipamento é barato, para se comprar e utilizar. O eléctrodo tem uma profundidade limitada de investigação. Embora não possa ser utilizado para medições quantitativas, é um instrumento usado para determinar os limites (topos e fundos) das camadas encontradas, e para uma análise qualitativa relativamente as diferenças em resistividades das camadas seguintes (Ver o exemplo da Figura 9.22).

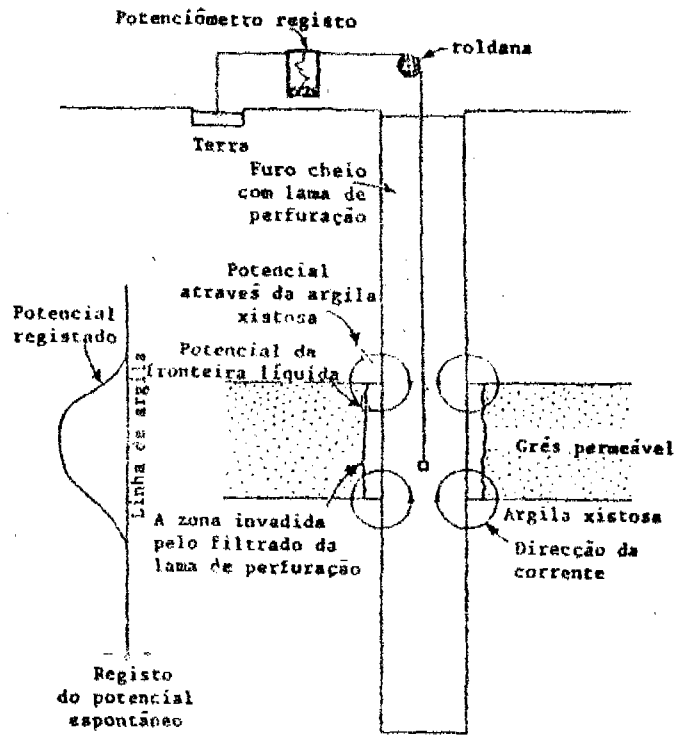


Figura 9.21 Exemplo do registo de potencial espontâneo.

9.3.1.3 Registo de resistividade multi-eléctrodos

Os multi-eléctrodos são sondas mais completas, permitindo a medição da resistividade real do terreno e a dedução da porosidade, segundo certas fórmulas. O volume da rocha ou formação investigada é dependente do espaçamento entre os eléctrodos de corrente.

A. Registo Normal

Nos registos normais, mede-se a resistividade aparente dum volume de rocha em redor dos eléctrodo principal de corrente e o eléctrodo de potencial. Este espaçamento é igual a 0,4 m, para uma sonda normal-pequena (SN), e 1,6 m, para uma sonda normal-grande (LN). O raio de investigação é aproximadamente duas vezes o espaçamento dos eléctrodos.

com salmoura. Pode-se notar aqui três camadas de grés.

O espaçamento normal-pequena foi escolhido pela indústria de hidrocarbonetos, a fim de conseguir uma boa definição vertical e um registo da resistividade aparente da zona de penetração (lama de perfuração). O espaçamento normal-grande foi escolhido a fim de registar a resistividade aparente fora da zona de penetração. Os registos normais dão resultados pobres nas rochas de resistividade muito alta. A Figura 9.23 mostra um registo com AP, resistividade normal-pequena e normal-grande.

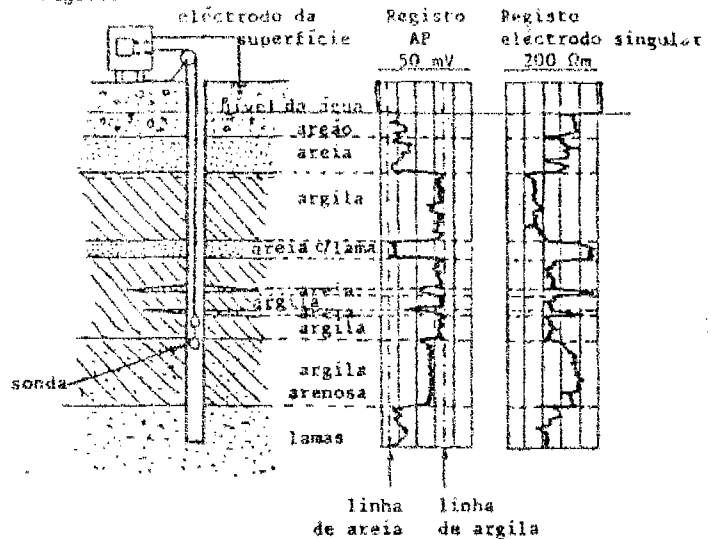


Figura 9.22 Registo de potencial expontâneo (AP) e resistividade (eléctrodo singular).

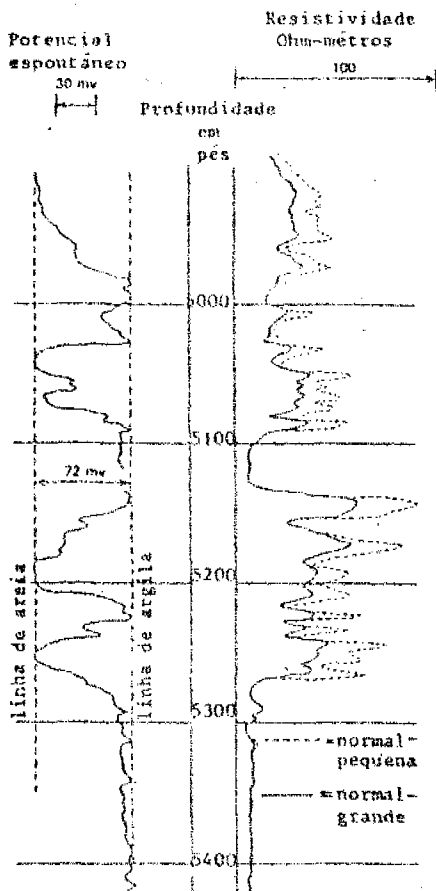


Figura 9.23 Um perfil eléctrico, AP e resistividade normal-pequena (SN)/grande (LN).

B. Registo lateral

O registo lateral é medido com uma sonda lateral, com um espaçamento lateral de 5,69 m (18,67 pés): ver a Figura 9.20c. Foi escolhido para registar a resistividade aparente fora de qualquer penetração e dá os melhores resultados em camadas, cuja espessura excede o dobro do espaçamento dos eléctrodos.

A Figura 9.24, dá um exemplo da reacção de dois registos normais (pequeno e grande) e um registo lateral, numa perfuração de hidrocarbonetos. A camada A na Figura 9.24 mostra uma deflexão grande no registo AP, á esquerda da linha de argila, indicando que essa camada é areia. Ambos os registos normal-pequeno e normal-grande têm valores baixos da resistividade, oposta da camada A, mas actualmente não muito diferente em magnitude das resistividades nas argilas xistosas acima e abaixo da camada A. Contudo, enquanto as curvas de resistividade dos normais praticamente coincidem nas argilas xistosas, eles são separados na camada de areia A. O normal-pequeno regista um valor médio de 10 ohm-metros, e o normal grande regista 3 ohm-metros.

O normal-pequeno regista a resistividade de uma zona penetrada pela lama de perfuração relativamente nova, enquanto que o normal-grande responde às resistividades muito mais baixas na zona menos

afectada pela invasão da lama. O registo lateral apresenta uma resistividade média de 2 ohm-metros na camada A, sugerindo que a água da formação pode ser mesmo mais salgada, fóra da zona investigada pela sonda normal-grande. A camada B talvez consista de areia mista com óleo. O petróleo é um mau-condutor de electricidade, por isso a resistividade aumenta.

C. Registos focalizados

As sondas normais e laterais produzem resultados maus no caso das formações terem uma resistividade muito mais alta do que a coluna de lama. Neste caso, quase toda a corrente passa pela coluna, em vez de pelas formações. Por isso, foram desenvolvidos outras sondas.

As sondas de resistividade focalizada, usam métodos de transmitir uma corrente a fim de medir resistividades de formação relativamente altas, através da coluna da lama condutiva. Estes sistemas têm uma resolução vertical boa e uma penetração horizontal bastante para medir as resistividades fóra da sonda de penetração (invasão da lama).

Em geral, as sondas comerciais usadas para a diagrafia eléctrica (execução das sondagens com os instrumentos eléctricos) combinam vários registos: AP, ambos 'normais', e a curva lateral.

Os métodos geofísicos na superfície e os executados no furo, logicamente, deveriam conduzir a resultados comparáveis. A Figura 9.25 mostra um confronto entre a curva de um perfil de profundidade, obtido por medições da resistividade feitas na superfície e a do perfil eléctrico de uma perfuração feita no mesmo local. Neste caso, a correlação é satisfatória: os dados obtidos pelas medições de superfície reflectem em linhas gerais, os dados obtidos pelas medições sub-superficiais. Óbviamente, a curva das medições sub-superficiais mostra mais detalhes.

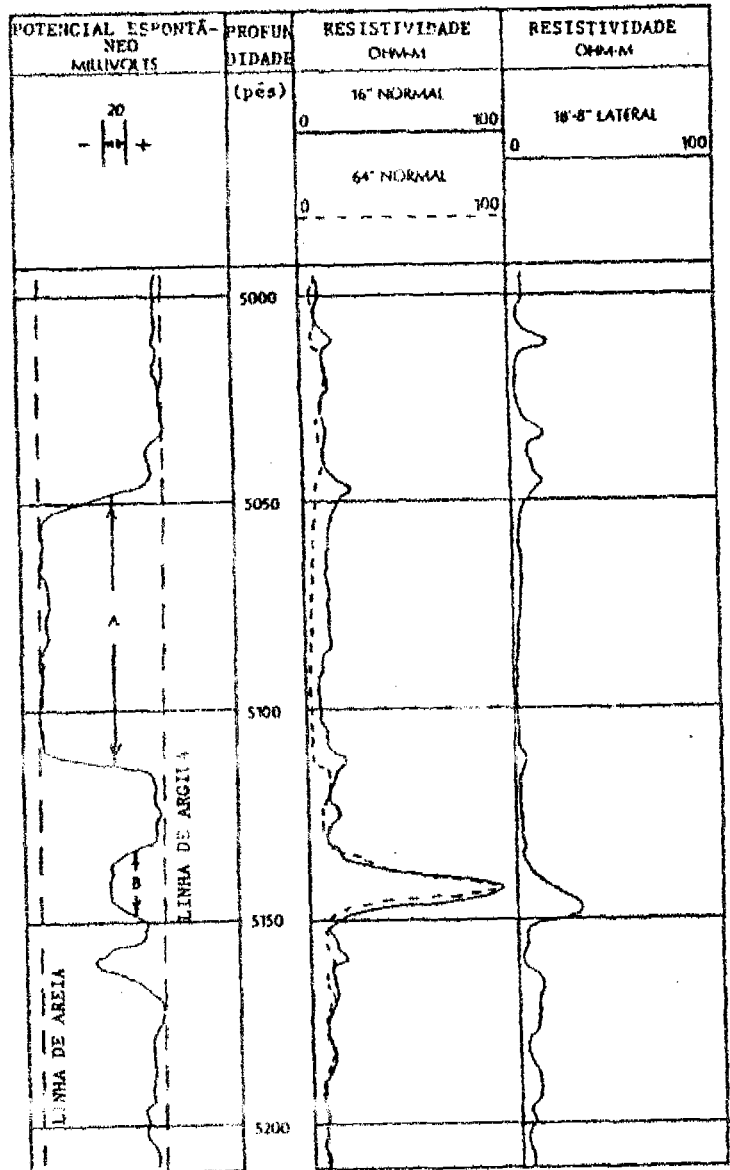


Figura 9.24

Registo eléctrico incluindo o registo lateral.

9.3.2 Registos radioactivos

Todos os registos radioactivos são relatados às medições das partículas fundamentais ou radiações a partir do núcleo dum átomo (ver Figura 9.26). Os registos nucleares mais usados são o raio gamma (natural), o gamma-gamma e o neutrão. Os registos nucleares têm uma vantagem sobre os outros registos porque podem ser usados nos furos não revestidos, mas também nos furos revestidos, cheios com lama ou vazios (ver Figura 9.27).

9.3.2.1 Registo gama

O perfil pelos raios gama é um processo geofísico baseado na medição **natural** dos raios gama de certos elementos radioactivos que existem, em quantidades variáveis, nas formações sub-superficiais.

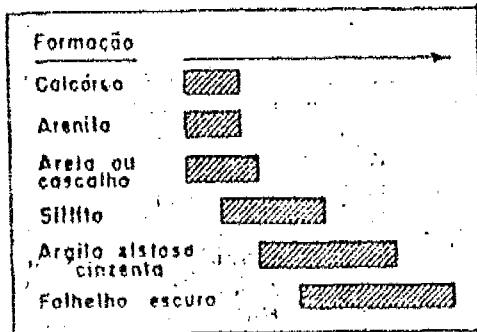


Figura 9.26 Actividade relativa de raios gama de diversos tipos de materiais geológicos.

perfis pelos raios gama e um perfil de

resistividade para comparação. As radiações gama podem ser obtidas em perfurações com ou sem revestimento.

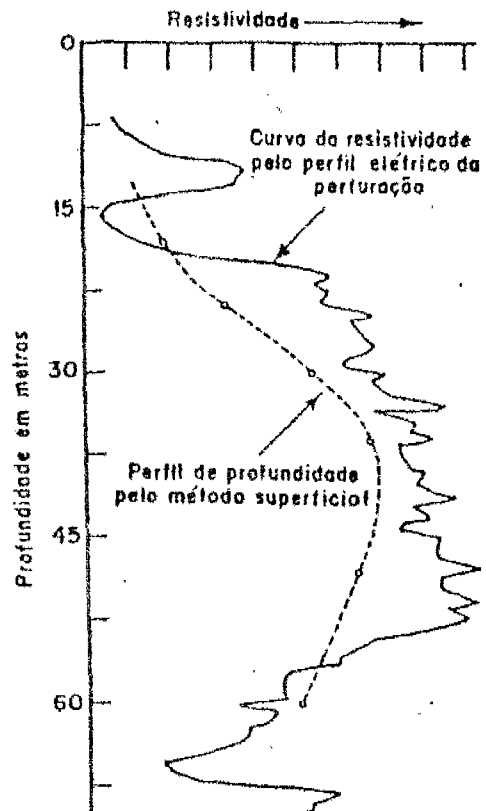


Figura 9.25 A comparação entre o método de perfil de profundidade e o método do perfil eléctrico da perfuração.

O perfil é um diagrama mostrando a emissão relativa dos raios gama, medida por segundo, registada em profundidades abaixo da superfície. Algumas formações contêm maior concentração de elementos radioactivos. As argilas e folhelhos contêm maior quantidade desses elementos, do que os calcários, arenitos e as areias. O perfil principalmente indica as camadas argilosas em que a intensidade dos raios gama é elevada, e indica estratos arenosos onde a intensidade é baixa. Para medir, usa-se um contador Geiger-Müller ou um contador de cintilações. As Figuras 9.28 e 9.29 mostram os

9.3.2.2 Registo gama-gama

A sonda de registo gama-gama tem um emissor que emite raios gama na formação. Uma parte volta para a sonda interceptada pelo receptor, dependente da densidade da formação. A Figura 9.27 mostra um esquema duma sonda de registo gama-gama.

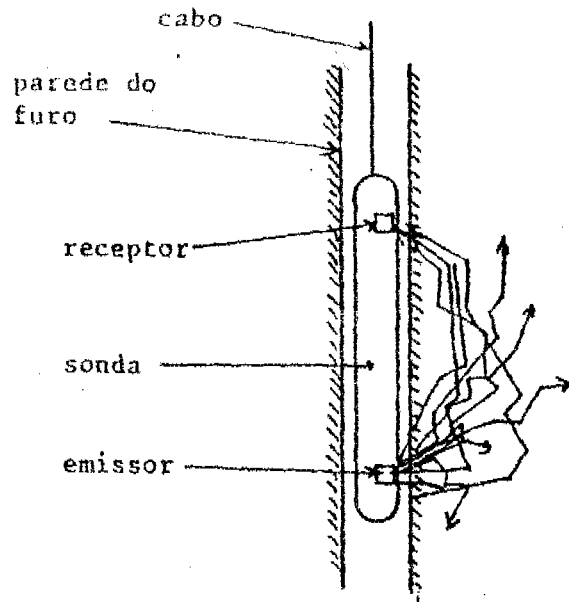


Figura 9.27 Esquema da sonda de registo gama-gama

9.3.2.3 Registo neutron

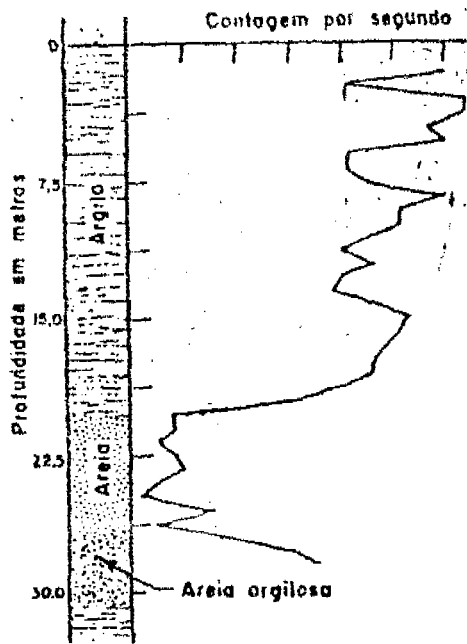


Figura 9.28 Perfil pelos raios gama dum furo perfurado por percussão.

A sonda de registo neutron é semelhante à sonda de raios gama-gama. A sonda emite neutrões. Parte destes neutrões são absorvidos pelos núcleos de hidrogénio na formação geológica. Então está ligado ao conteúdo da água na formação. Acima do nível de água (nível hidroestático), a sonda mede a porosidade.

9.3.3 Outros métodos sub-superficiais

Os outros métodos aplicados incluem o registo de temperatura no furo e o registo do diâmetro do furo. O registo de temperatura ajuda a interpretação dos registos de resistividade e de potencial. A temperatura aumenta linearmente com a profundidade. Se houver alguma irregularidade na temperatura indica que numa certa profundidade entre água no furo dum aquífero (temperatura mais baixo)

O registo de calibrador (caliper) fornece um registo contínuo do diâmetro do furo, que é usada para a interpretação dos outros registos geofísicos e para a estimativa das necessidades de areão e areia para o acabamento dum furo. O diâmetro do furo mede-se com um calibrador, através do ângulo α registado no aparelho. O diâmetro também dá uma indicação da natureza das formações perfuradas. Por exemplo, argila é mais dura do que areia; por isso, mantém-se um diâmetro mais pequeno. Areia é solta e cai no furo, aumentando o diâmetro do furo.

Toda a informação, e especialmente uma combinação dos vários registos, permite uma melhor interpretação das formações existentes.

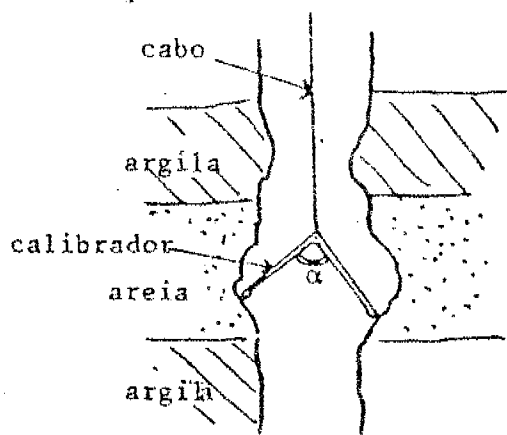


Figura 9.30 Um calibrador medindo o diâmetro do furo.

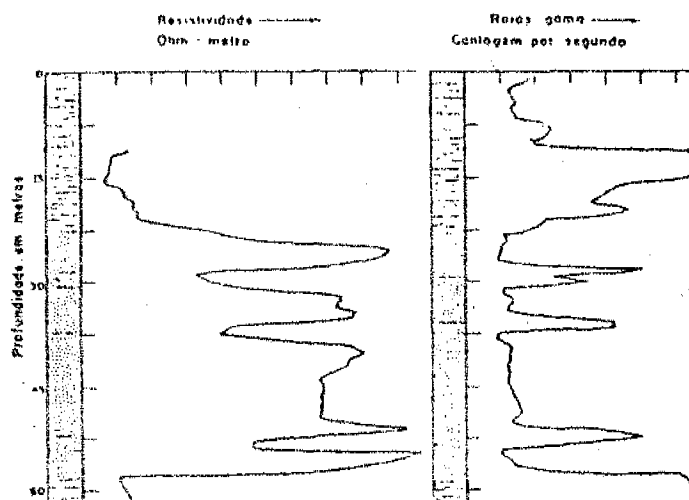


Figura 9.29 Comparação da curva de resistividade e a curva pelos raios gama dos perfis dum furo sem revestimento numa formação de camadas de folhelho.

9.3.4 Resumo de aplicações dos métodos geofísicos sub-superficiais

A Figura 9.31 mostra uma combinação de 6 registos dum furo e a sua interpretação.

Na Tabela 9.5 se apresenta um resumo das aplicações dos métodos geofísicos sub-superficiais. Inclui-se nesta tabela alguns métodos não tratados neste capítulo, sendo o método dieléctrico, de indução, de polarização induzida e o do neutron-neutron.

- ◆ Pergunta 7. *Podem dar uma explicação para o facto de que, até 1990, os métodos geofísicos sub-superficiais quase que não foram aplicados em Moçambique?* ◆

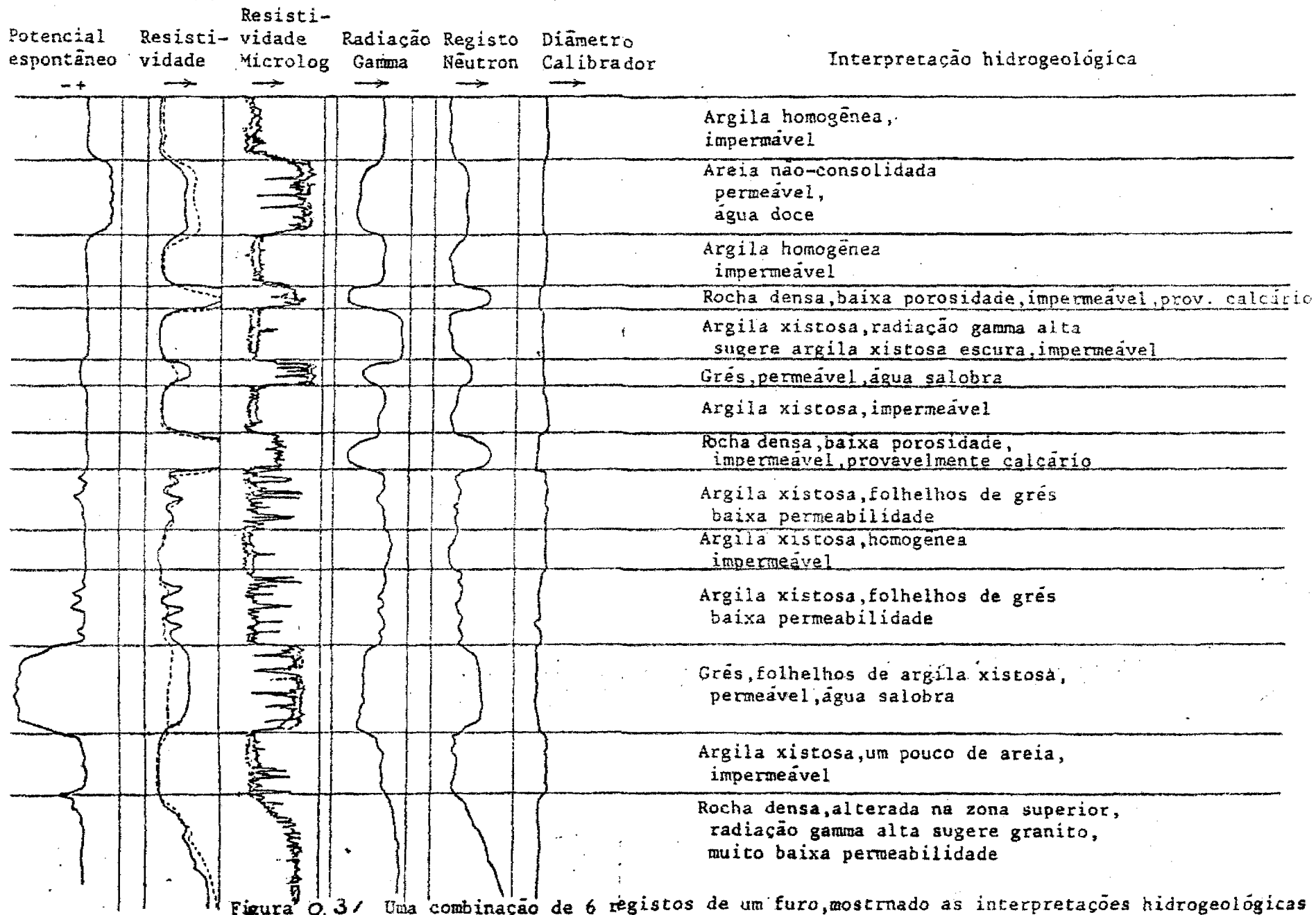


Figura 0.3/ Uma combinação de 6 registros de um furo, mostrado as interpretações hidrogeológicas

Tabela 9.5 Resumo das aplicações dos métodos geofísicos sub-superficiais. [adaptado de 4]

Características a serem investigadas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Correlação litológica	+	+	+	-	-	+	-	-	+	-	-	-	+	+
Espessura de camadas	+	+	+	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	+
Resistividade da formação	-	-	-	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-
Resistividade da zona com intrusão de lama	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Resistividade da água da formação	-	-	-	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Qualidade de água da formação	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Conteúdo de argila	+	-	-	-	-	-	-	+	+	-	-	-	-	-
Rendimento específico	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-
Porosidade	-	-	-	-	-	-	+	-	-	+	+	+	-	-
Conteúdo de humidade	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	+	+	-	-
Factor de formação	-	-	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- | | |
|---------------------------|-------------------------|
| 1. Autopotencial | 8. Polarização induzida |
| 2. Eléctrodo singular | 9. Gama natural |
| 3. Registo Normal Pequeno | 10. Gama-gama |
| 4. Registo Normal Grande | 11. Neutron-gama |
| 5. Registo lateral | 12. Neutron-neutron |
| 6. Indução | 13. Temperatura |
| 7. Dieléctrico | 14. Caliper |

+ aplicável - não aplicável

9.4 EXEMPLOS

9.4.1 Província de Manica

Toda a parte Oeste da Província de Manica faz parte do Complexo Cristalino. Nesta área, as possibilidades mais favoráveis para captar água subterrânea, são a zona de meteorização acima da rocha fresca, zonas fracturadas na rocha fresca e limites de diques. Está-se interessado especialmente na profundidade e na forma da transição de rocha fresca para rocha alterada. Esta profundidade dá uma indicação sobre a espessura do lençol de água que se pode esperar, e que normalmente aumenta com a profundidade do topo da rocha fresca. Assim, é um indicador para o método melhor de captar água subterrânea: poços ou furos.

A forma do topo da rocha fresca indica zonas de dureza e fraqueza. As últimas podem ser aptas para a construção de furos (ver Figura 4.3).

Os métodos mais aplicáveis nestas condições, são o geoelectrico e geoelectro-magnético. Só se quiser determinar, com mais exactidão, a profundidade do baseamento como indicador da sua topografia, o método geosismico é usado. Na Figura 9.32, mostra-se uma SEV típica, neste caso, ao lado dum furo em Messica. Conseguiu-se interpretar os dados de campo com um modelo de 4 camadas, que correspondem razoavelmente com a litologia da perfuração:

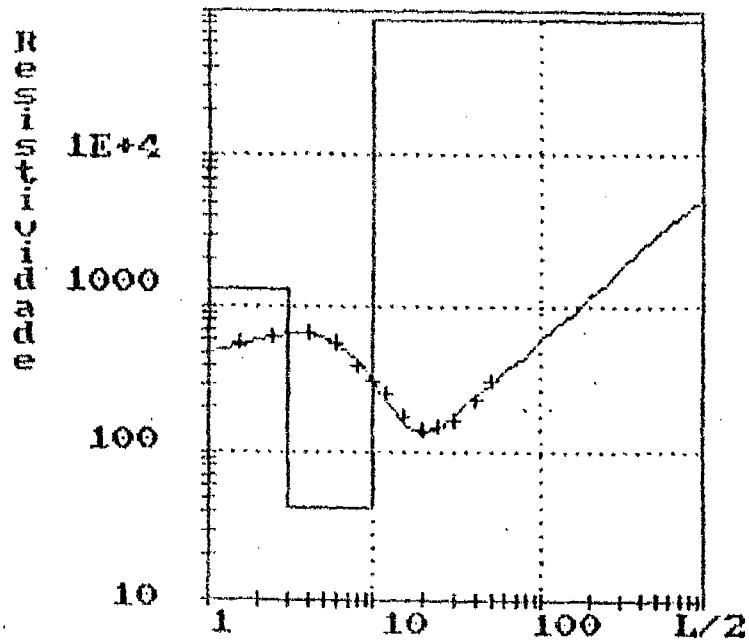
	Litologia	Interpretação geoelectrica
0 - 1 m	terra (vegetal)	0-1 m 449,0 Ohm.m
1 - 3 m	laterites	1-3 m 1290,0 Ohm.m
3 - 10 m	argilas	3-10 m 42,2 Ohm.m
10 - 20 m	granito muito duro	> 10 87000 Ohm.m

Neste caso, a resistividade da zona alterada (saprolite) é bastante baixa, o que corresponde com o alto conteúdo de argila. Observa-se também que a terra (vegetal) e os laterites têm uma resistividade bastante alta. A rocha fresca dura mostra a resistividade mais alta. A diferença entre a resistividade da terceira e quarta camadas é tão alta que resulta numa linha que faz um ângulo horizontal de 45°, que é o máximo teórico. De facto, um dos objectivos mais importantes nas pesquisas geoelectricas nas áreas do Complexo Cristallino, é detectar o ponto onde esta linha começa, porque é um indicador da profundidade da zona meteorizada. É de salientar que o valor de L/2 deste ponto, não é a profundidade da zona alterada. A profundidade resulta da interpretação do gráfico dos dados de campo (ver Figura 9.32)!

Também foram feitos vários perfis geoelectro-magnéticos, dos quais se apresenta um na Figura 9.33. Observa-se que, entre as estações 6 e 8, da medição em Sussundenga, existe uma anomalia.

No total, executaram-se, no estudo referido, para localizar 45 sítios favoráveis para furos, 177 SEV's e 17 perfis geoelectro-magnéticos. Começou-se por executar uma SEV num sítio escolhido pela população, e depois fez-se SEV's noutros sítios escolhidos com base na experiência da equipa geofísica.

Os custos da pesquisa eram de US\$ 5.000,00, ou 3% do valor total do projecto (US\$ 150.000). Foi necessário executar 4 SEV's para a localização dum furo, porque muitos sítios foram rejeitados para a construção de furos. Os furos realizados com base nas indicações do estudo até fins de 1988, foram todos positivos. Se se tivesse feito furos sem investigações, o sucesso dos furos tinha sido provavelmente muito menor.



Nome do ficheiro	MAN039	Data	11-03-88
Nome do projecto	MONICA	Direcção	312
Localidade	IFLOMA	Observações	FURTO UDAAS
Coordenadas	-	Scale/abscissa	0.0m/11

L/2 (m)	Rho (Ohm.m)	L/2 (m)	Rho (Ohm.m)	L/2 (m)	Rho (Ohm.m)
1.5	560.0	10.0	299.0	30.0	170.0
2.5	642.0	12.0	253.0	40.0	230.0
4.0	672.0	15.0	173.0	50.0	300.0
4.0	575.0	20.0	139.0		
8.0	390.0	25.0	149.0		

Resistividade (Ohm.m)	Profundidade (m)
449.0	1.0-
1290.0	3.0-
42.2	10.0-
87000.0	100

Figura 9.32 SEV em Messica. [5]

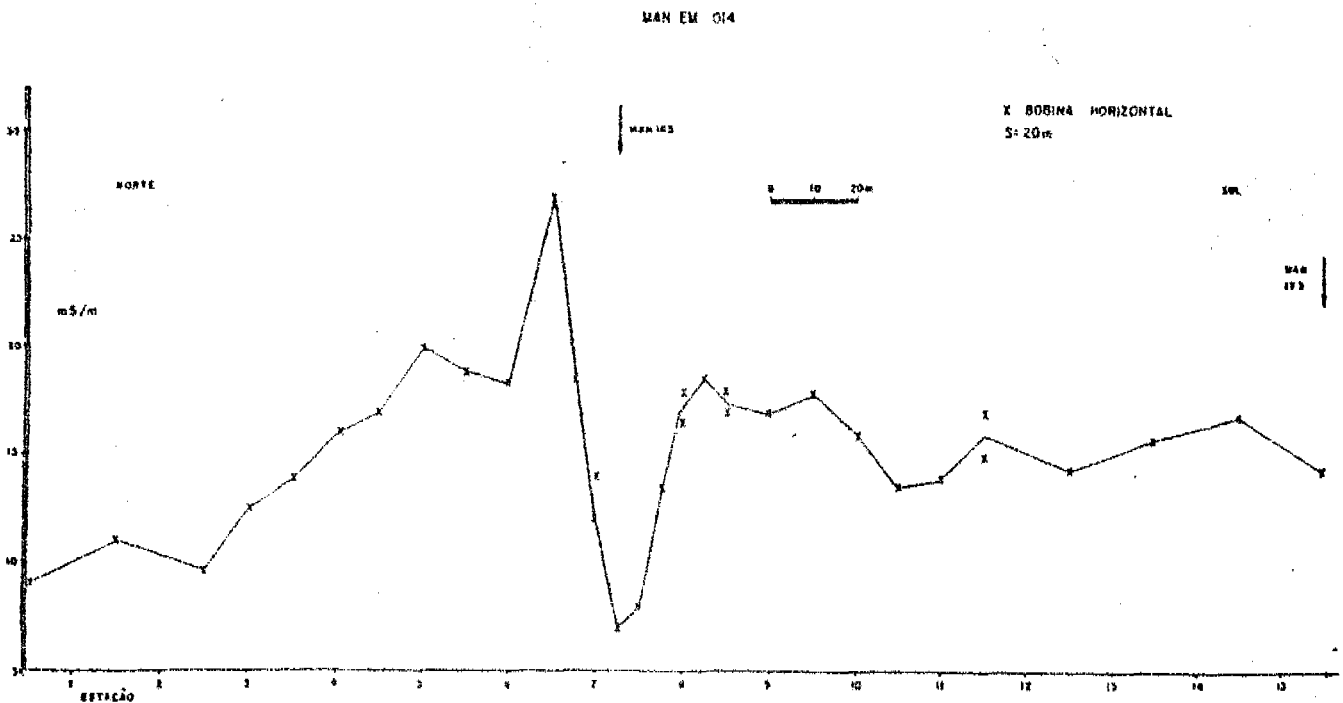


Figura 9.33 Perfil geoelectro-magnético em Sussundenga. [5]

9.4.2 Zona costeira de Maputo

Como foi explicado nos capítulos anteriores, a zona costeira de Maputo é caracterizada, entre outros, pela existência duma interface entre água doce e água salgada no aquífero de grés/calcário. Atendendo aos planos existentes para uso intenso da água subterrânea nesta zona, foram feitos vários estudos geofísicos para determinar a posição actual da interface.

No estudo hidrogeológico regional indicou-se na escala original de 1:250.000 a localização do Interface (ver Figura 9.34). Executaram-se para este objectivo, 7 perfis geoelectricos perpendiculares à costa. Para os objectivos dum projecto agrícola do Gabinete das Zonas Verdes de Maputo, entre Mahotas e Albazine, esta exactidão não servia. Assim, a DNA executou um estudo geoelectrico mais detalhado [7]. Executaram-se 11 perfis geoelectricos, com distâncias, entre si, de cerca de 1 quilómetro.

Na interpretação dos dados, usaram-se uma divisão em dez camadas possíveis, em termos litológicos e geoelectricos (ver Figura 9.35). Na Figura 9.36, mostra-se um perfil no Sul da área de estudo. Observa-se que se encontraram todas as camadas indicadas na Figura 9.35, com excepção das zonas com água salobra abaixo das dunas costeiras (camada 10). Provavelmente, é demasiado fina para ser detectada.

Com base nos perfis geoelectricos, foi possível construir-se as isolinhas de profundidade do Interface em metros, a partir do nmm, na escala original de 1:50.000 (ver Figura 9.37).

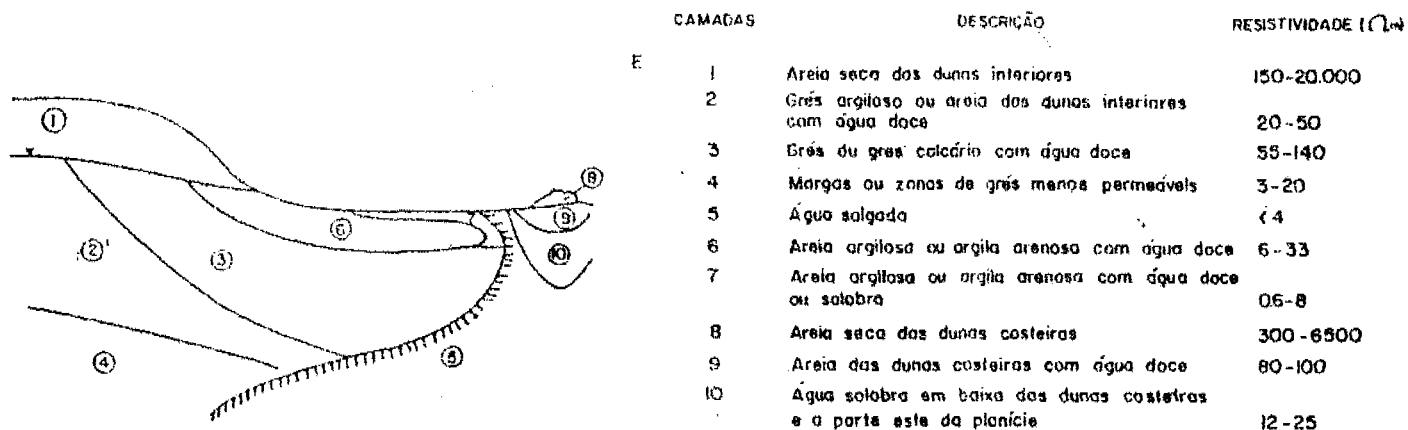


Figura 9.35 Esquema geral dos corte geoelectricos na área costeira entre Mahotas e Albazine. [4]

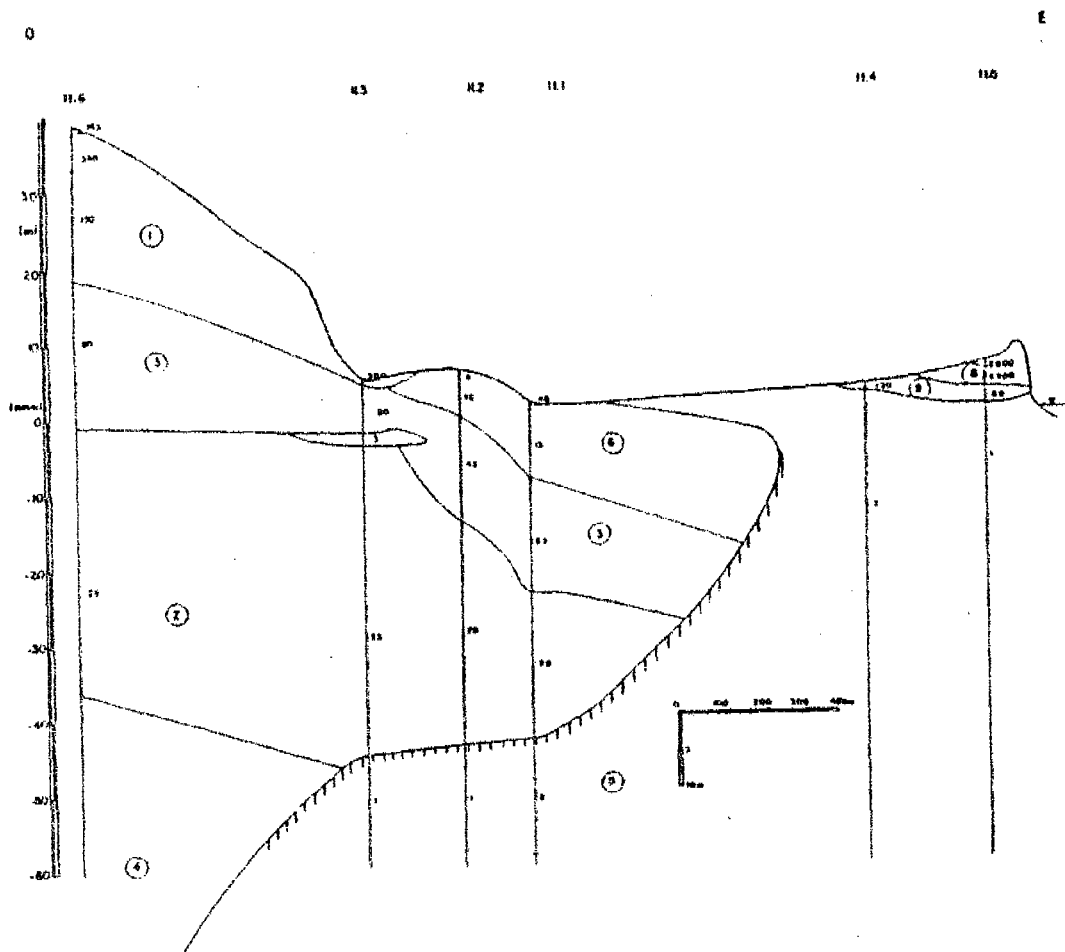


Figura 9.36 Zona costeira de Maputo: corte geoelectrico 11. [7]

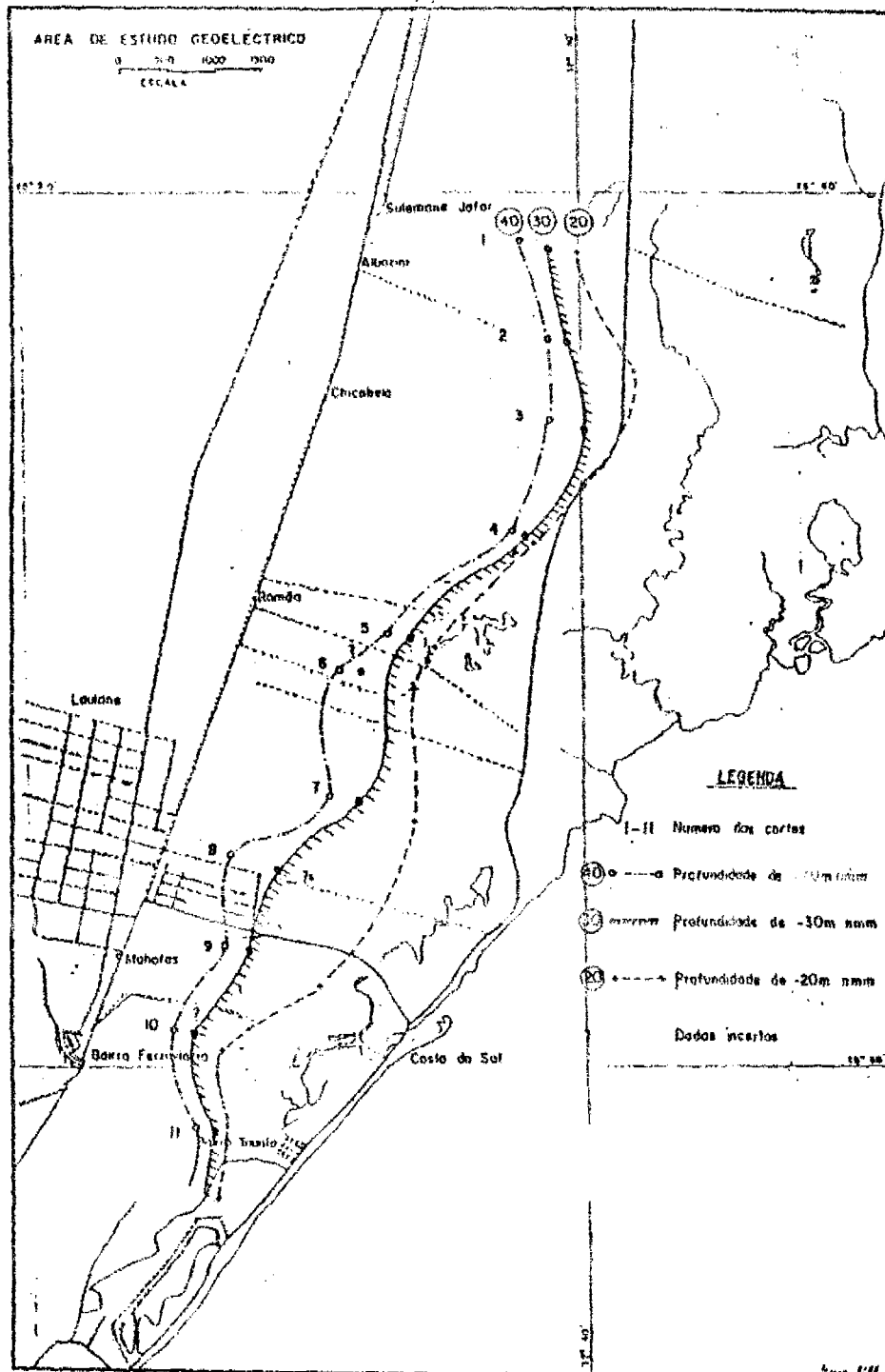


Figura 9.37 Isolinas da profundidade do limite de água salgada (valores absolutos).
[7]

9.4.3 Planalto de Mueda

O último exemplo, o do Planalto de Mueda, mostra não só o uso do método geoelectrico, mas também a ordem das pesquisas. No Capítulo 4 (Figura 4.14), já se mostrou a situação hidrogeológica do Planalto de Mueda. A base hidrogeológica é grés caulínico impermeável, sobreposto por grés permeável. A

forma irregular da base do grés, causa o facto das nascentes aparecerem a alturas absolutas diferentes, ao sopé das encostas do planalto, 200 - 300 m abaixo das margens do Planalto.

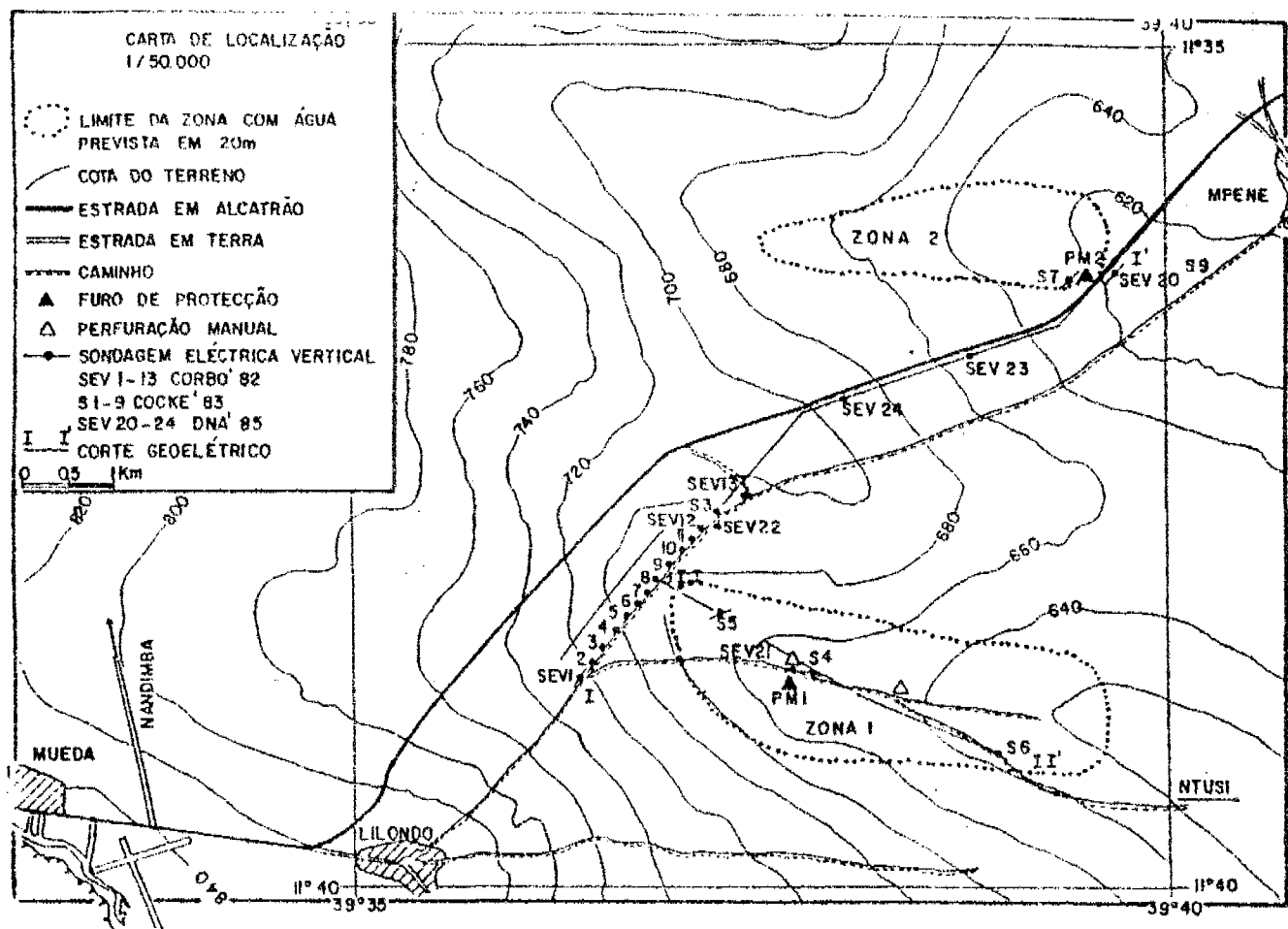


Figura 9.38 Localização de áreas favoráveis para a captação de água subterrânea no Planalto de Mueda. [8]

As nascentes formam as fontes principais do abastecimento de água para os 150.000 habitantes do planalto. Antigamente, as mulheres andavam a pé até 30 km, descendo 100 - 300 m, e voltavam com uma lata de 30 litros à cabeça. Para melhorar esta situação, foram captadas 4 nascentes e foram construídos sistemas de bombagem e de distribuição limitados. Após a Independência, o sistema existente foi bastante melhorado e ampliada a rede de distribuição, de modo a abastecer cerca de 110.000 habitantes (75% de total), do Planalto. Por causa das desvantagens deste sistema, sendo custos altos de operação (16.000 litros de combustível por mês), o alto nível técnico da manutenção, a pequena capacidade (15 litros/pessoa/dia) e o perigo de contaminação, a DNA começou a estudar alternativas, através de água subterrânea. Existem, da época colonial, dois furos com resultados negativos em Mueda, de 129 m, e de 185 m de profundidade, e um furo positivo em Imbuo, no lado Este do Planalto, onde a água está a 142 m de profundidade. Todos estes lugares estão perto das encostas do planalto, onde o nível da água deve estar mais profundo. Foram indicadas duas zonas nas depressões locais no interior do Planalto, onde o nível deveria estar mais perto da superfície (ver Figura 9.38).

Para verificar esta teoria foram executadas cinco pesquisas:

Uma pesquisa geoelectrica em 1982, de SEV's 1-13, ao longo da estrada de Lilondo para Mpene [9]). Os resultados estão apresentados na Figura 9.39. Por causa das resistividades altas (maiores que 850 Ωm), concluiu-se que não existem aquíferos perto da superfície desta zona.

uma pesquisa geoelectrica em 1983 [10], na zona 1 a 2 (SEV S1, S2, S4, S6, S7 e S9). Concluiu-se que existem duas camadas:

1. uma de resistividades altas (925-5900 Ωm), até à profundidade máxima de 25 m.
2. outra inferior, de resistividades médias (200 - 1030 Ωm).

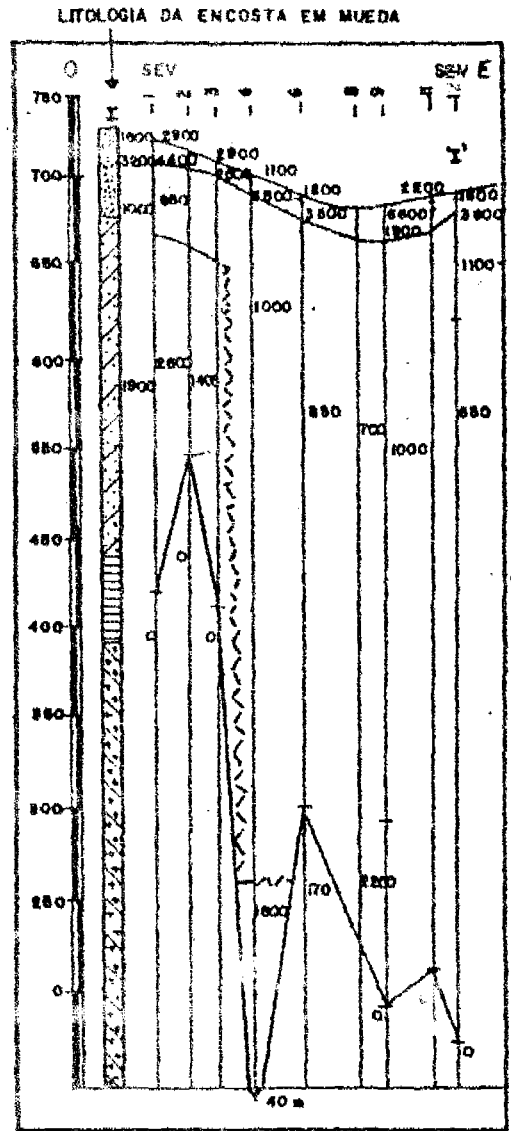
Por causa da salinidade baixa da água da formação (100 - 150 Ωm) e sendo o factor da formação de 3 a 6 para areias e grés, os valores das resistividades da formação saturada podem variar entre 300 e 900 Ωm. Concluiu-se que a segunda camada pode ter água.

Em 1984, a UDAAS executou dois furos de pesquisa com trado manual na zona 1, até à profundidade de 12 m, com resultado negativo.

Em Maio de 1985, a equipa da DNA fez duas perfurações de pesquisas, PM1 na zona 1 até 43 m, PM2 na zona 2 até 39 m. Ambos os furos ficaram secos. No mesmo periodo, a equipa fez as SEV's 20,21,22,23 e 24. Estas e as medições de Corbo foram interpretadas de novo (ver Figura 9.40). A interpretação hidrogeológica nova é [11]:

* A primeira camada consiste de areias médias a grossas, e é composta por dois ou três camadas geoelectricas de resistividades altas (800 - 9000 Ωm). A profundidade máxima é de 20 m. O material não tem água.

* A segunda camada consiste de areia e grés com interestratificações de grés argiloso. A resistividade varia geralmente entre 950 e 1500 Ωm, o que indica a ausência da água. A sua base varia de 635 m na SEV 1 a 645 m na SEV 2 e



LEGENDA

SEV SONDAGEM ELECTRICA VERTICAL (RESISTIVIDADES EM Ω m)

- AREIA
- GRÉS
- ARGILA
- GRÉS CAULINÍFICO
- ONEISSES

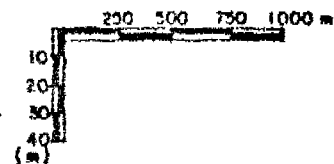


Figura 9.39

Corte geoelectrico I-I. [9]

hidrogeológica, será melhor solicitar especialistas da geofísica aplicada no ramo de hidro-carbonetos.

- c. *A geofísica é tão complicada e confusa, que é melhor não aplicá-la no ramo das águas.*

Respostas às perguntas

1. Primeiro, como também foi explicado no Capítulo 2, dados dos materiais naturais variam, porque um material num sítio nunca é completamente idêntico a um material com o mesmo nome noutra sítio. Segundo, o conteúdo de água influencia muito a resistividade (ver as diferenças indicadas para materiais húmidos e secos).
2. Valores de "C" para o método de Schlumberger:

AB/2 (m)	MN/2 (m)						
	0,5	1,0	2,0	2,5	5,0	10	20
1,0	2,36	-	-	-	-	-	-
1,5	6,28	1,96	-	-	-	-	-
2,0	11,8	4,71	-	-	-	-	-
4,0	49,5	23,6	9,42	6,13	-	-	-
6,0	112	55,0	25,1	18,7	3,46	-	-
8,0	200	99,0	47,1	36,3	12,3	-	-
10	313	156	75,4	58,9	23,6	-	-
12	452	225	110	86,6	37,4	6,91	-
15	706	352	174	137	62,8	19,6	-
20	1256	627	311	247	102	47,1	-
25	1963	980	488	389	173	82,5	17,7
30	2827	1412	704	562	275	126	39,3
40	5026	2512	1253	1001	495	236	94,2
50	7853	3925	1960	1567	778	377	165
60	11309	5653	2824	2258	1123	550	251
75	17671	8834	4415	5619	1759	868	410
100	31415	15706	7851	6279	3134	1555	754
150	70685	35341	17668	14133	7061	3519	1736
200	125663	62830	31413	25129	12559	6267	3110

Quantos erros contém a nossa tabela? E a sua?

3. O método automático pode fazer a melhor adaptação matemática da curva teórica com a curva de campo. Mas, como foi dito anteriormente, muitas vezes existem várias soluções matematicamente correctas, com grandes diferenças entre si. É o especialista que deve correlatar os dados geofísicos com os dados hidrogeológicos, excluindo assim umas soluções matematicamente correctas. Um programa de computador nunca pode fazer isto.

4. Sim, o problema da qualidade de água dificulta muito as próprias interpretações de muitas medições geoelectricas em Moçambique. Isto não vale só para as zonas costeiras, onde se observa a influência da água salgada do mar, mas também nas zonas do interior, onde muitos aquíferos contêm água salgada ou salobra. O problema agrava mais, quando a água salgada ou salobra aperece em lençóis limitados, como é o caso dalgumas partes do Sul e do Centro do País.
5. Obviamente, serão os métodos geoelectricos e eléctro-magnéticos. Os fios eléctricos sempre criam campos eléctricos ou formam condutores. Assim, podem influenciar muito as medições destes métodos. O método sísmico não é influenciado.
6. O método eléctro-magnético é o mais rápido, porque não se precisa fazer contacto com a superfície de qualquer maneira, como no método eléctrico e sísmico. O tempo duma medição geoelectrica depende do número de distâncias $AB/2$ a serem medidas e os problemas encontrados durante a medição. A deslocação dos eléctrodos pode levar bastante tempo, especialmente em terrenos de acesso difícil. Numa medição sísmica de refacção, as distâncias não são tão altas, e coloca-se, normalmente, o cabo com os geofones só uma vez. Significa que normalmente uma medição sísmica de refacção é mais rápida do que uma medição geoelectrica, mas há muitas excepções a esta regra.
- As equipas para as medições são assim constituídas:
- medição geoelectrica: três a cinco pessoas: uma para as leituras dos dados, uma ou duas para a deslocação dos eléctrodos;
 - medição EM: duas pessoas: uma com o transmissor e a outra com o receptor;
 - medição sísmica: duas pessoas: uma para as leituras e a outra para martelar (ou um especialista de explosivos).
7. Há várias razões para este facto. Os custos dos aparelhos são altíssimos (mais do que US\$ 20.000,00). Além disso, entra também um aspecto anteriormente mencionado sobre o interesse nos dados científicos. Uma instituição de investigação estará interessada nos resultados, mas para ela é quase impossível seguir as equipas de perfuração das empresas de perfuração, e chegar exactamente a tempo, na conclusão da perfuração, antes da colocação da tubagem final. Significa que as Empresas são as únicas entidades capazes de executar as medições. Mas estas entidades, normalmente, têm menos interesse nestes tipos de investigações. De facto, existem (em 1990) em vários sítios no País, aparelhos para medições geofísicas sub-superficiais, mas estão avariados ou simplesmente não são usados.
8. A tese a. parece lógica, como também a tese b. Mas não representam a nossa opinião. Experiência na geofísica será necessária para executar e interpretar bem as medições. Mas deve ser experiência no ramo da aplicação da geofísica no campo das pesquisas da água subterrânea. Os problemas geofísicos no ramo dos hidro-carbonetos são muito diferentes do que os das águas subterrâneas. Além disso, para os objectivos duma pesquisa hidrogeológica, sempre deve estar claro que a geofísica presta serviços à hidrogeologia; a execução da geofísica não é um objectivo por si próprio. Por causa disso, achamos possível executar bons estudos

geofísicos por uma equipa constituída por um hidrogeólogo com conhecimentos de geofísica, ou por um geofísico com bastante conhecimento da hidrogeologia, assistido por técnicos com experiência na execução no campo das medições. Concordamos com a observação de que a geofísica é complicada e às vezes parece confusa, mas nunca pode ser uma razão para não incluí-la num levantamento hidrogeológico. As vantagens do método compensam largamente as pequenas dificuldades!

Exercícios

1. Porque é que, em muitos estudos hidrogeológicos, se usa uma pesquisa geofísica?
2. Quais são as limitações mais importantes duma pesquisa geofísica superficial?
3. São dados os valores medidos numa SEV. Construa a curva de campo e interprete-a quantitativamente.

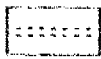
Nº.	AB/2 (m)	ρ_s (Ωm)	Nº.	AB/2 (m)	ρ_s (Ωm)
1	1,5	23,5	9	15	58
2	2,0	23,5	10	20	70
3	2,5	24,0	11	25	82
4	4,0	27	12	40	104
5	6,0	32	13	75	120
6	8,0	39	14	100	145
7	10	42	15	150	151
8	12	50	16	200	156

4. Numa área do Baseamento Cristallino querem-se construir furos para uma aldeia. Nas fotografias aéreas detectou-se uma falha perto da aldeia. Quais são os métodos mais práticos para a detecção exacta no campo desta falha?
5. Na figura (na página seguinte) encontram-se os dados de sondagens geofísicas num furo não revestido. Dão-se também a litologia da perfuração e uns dados da qualidade de água dumas amostras tomadas depois da construção de piezómetros na perfuração. Descreva a relação entre a litologia e a qualidade de água e as medições geofísicas.
6. Se você tiver que continuar o estudo geofísico na zona costeira de Maputo, qual é o método que aplicaria?

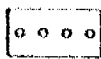
Legenda



argila



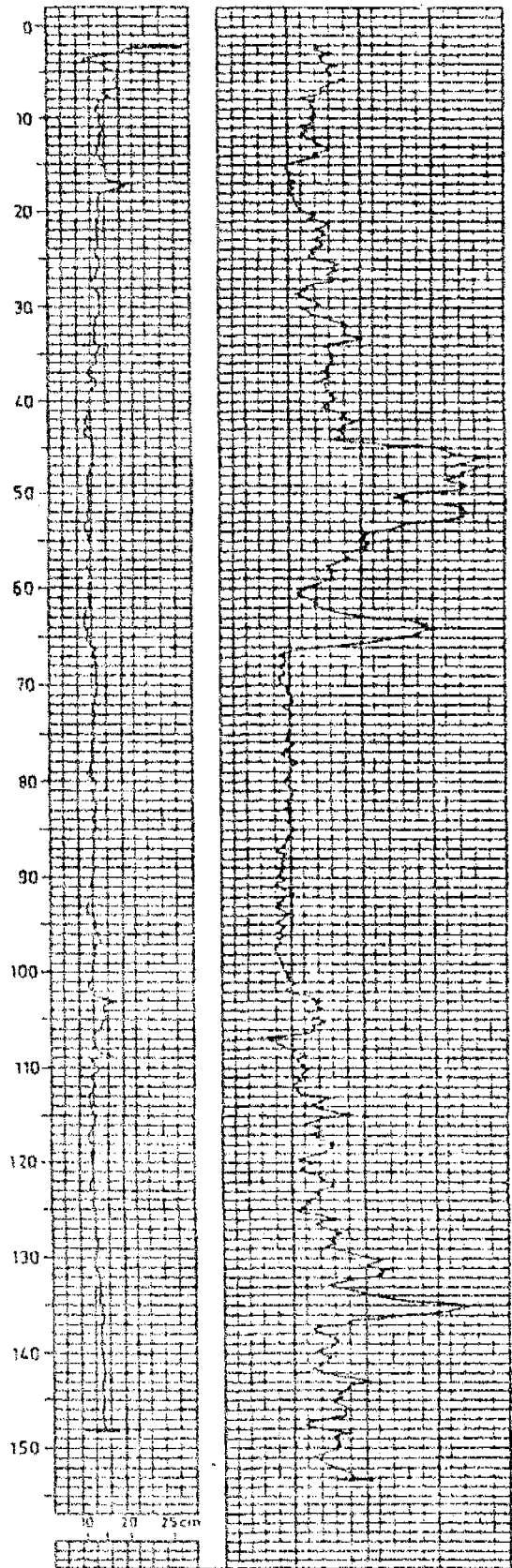
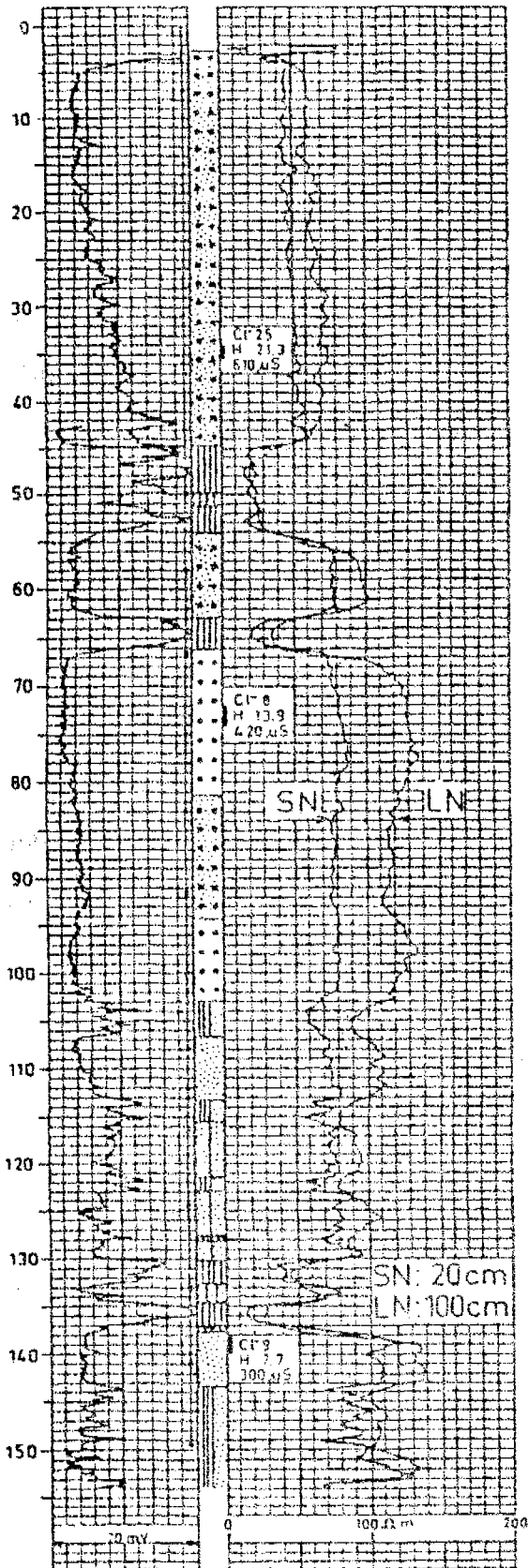
areia



areão

AP Resistividade

Diâmetro Gama natural



Referências

1. W.M. Telford, L.F. Geldart, R.E. Sheriff, D.A. Keys, 1976. Geophysics. Cambridge University Press.
2. Groundwater Survey (K) Ltd., 1989. Well siting guide. UNDP/World Bank Community Water Supply Project.
3. J. Milsom, 1989. Field geophysics. Open University Press and Halsted Press.
4. M. Erdélyi e J. Gálfi, 1988. Surface and subsurface mapping in hydrogeology.
5. DNA, (J. Bahane, L. Almeida e L. Revallier), 1989. Relatório final da pesquisa geofísica da província de Manica.
6. IWACO, 1986. Study of Groundwater to Supply Maputo.
7. DNA (R. Lopes e E. Smidt), 1986. Pesquisa hidrogeológica e geoelectrica na zona costeira entre Mahotas e Albasine.
8. DNA (J.L.J. de Sonnevile), 1981. Abastecimento de água do Planalto de Mueda por meio de furos, uma proposta.
9. M. Corbo, 1982. Relatório Mueda. Geomoc 436/82.
10. B. Cocke, 1983. Pesquisa geofísica para o programa de poços no Planalto de Mueda. Geomoc.
11. E. Smidt e R. Lopes, 1986. Pesquisa geoelectrica no Planalto de Mueda e os arredores de Pemba. II Jornadas de Engenharia e Ciencias, Tomo 1, p. 93-102.

10 CAPTAÇÕES DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

10.1 INTRODUÇÃO

Discutimos os aspectos qualitativos e quantitativos da água subterrânea, como o ciclo hidrológico, hidrogeologia, as leis matemáticas que descrevem o movimento da água subterrânea e os aspectos químicos da água subterrânea. Também entrámos em certos detalhes de pesquisas de água subterrânea. Mas o que se faz com tanta teoria?

Neste capítulo mostrar-se-á, que precisamos do fundamento teórico para sermos capazes de construir captações de água subterrânea, com responsabilidade. Um furo ou um poço não é simplesmente um buraco no chão, onde entra a água. Vamos dar bastante atenção aos aspectos técnicos da sua construção, e muito menor atenção aos aspectos sociais. Porém, esperamos que pelo menos sejam conscientes, que os aspectos sociais das captações de água subterrânea têm grande importância.

No fim deste capítulo, esperamos que você:

- a. seja capaz de descrever os componentes de poços, furos, nascentes captados e drenos filtrantes;
- b. saiba dimensionar um furo;
- c. possa mencionar alguns factores sociais que podem influenciar o rendimento duma captação de água subterrânea.

10.2 POÇOS

10.2.1 Tipos de poços

Uma das alternativas para o abastecimento de água às populações consiste na abertura de poços. Esta alternativa, é sob o ponto de vista económico, a mais recomendável em relação à dos furos, quando o nível de água subterrânea estiver a menos de 12 a 15 m abaixo da superfície, ou, quando a profundidade do poço for menor do que 15 a 20 m.

A abertura de poços não acarreta a mobilização de grandes meios técnicos e humanos, comparativamente à de furos. Consoante as características do material não-consolidado, podemos encontrar os seguintes tipos de poços:

- poço de diâmetro constante;
- poço de diâmetro variável (poço telecópico).

Os poços de diâmetro constante são os mais usuais, se estiverem em zonas de solo macio (ver Figura 10.1 e 10.3b).

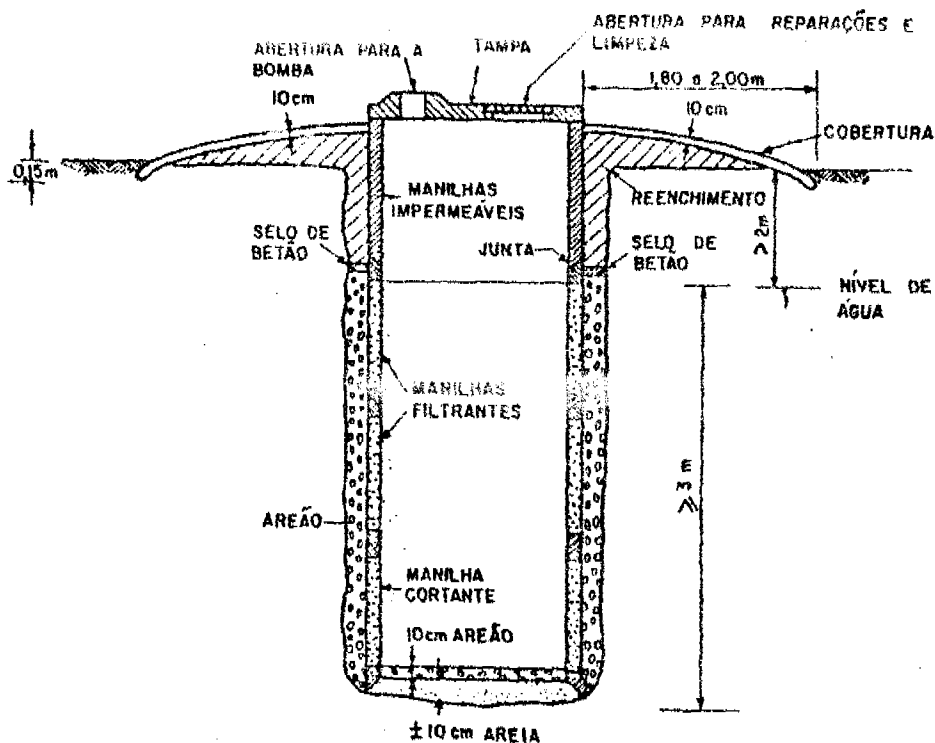
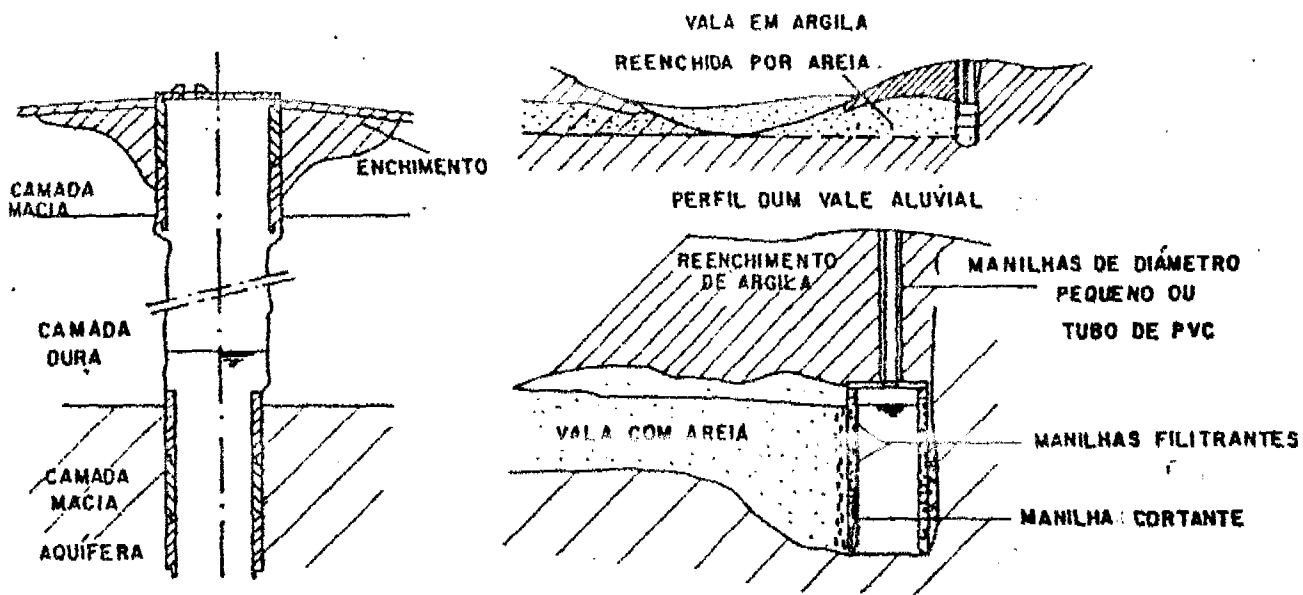


Figura 10.1 Componentes dum poço com diâmetro constante.[1]



A. DIÂMETRO DIMINUE COM A PROFUNDIDADE (POÇO TELESCÓPICO)

B. DIÂMETRO AUMENTA COM A PROFUNDIDADE

Figura 10.2 Poços com diâmetro não-constante. [1] e [2]

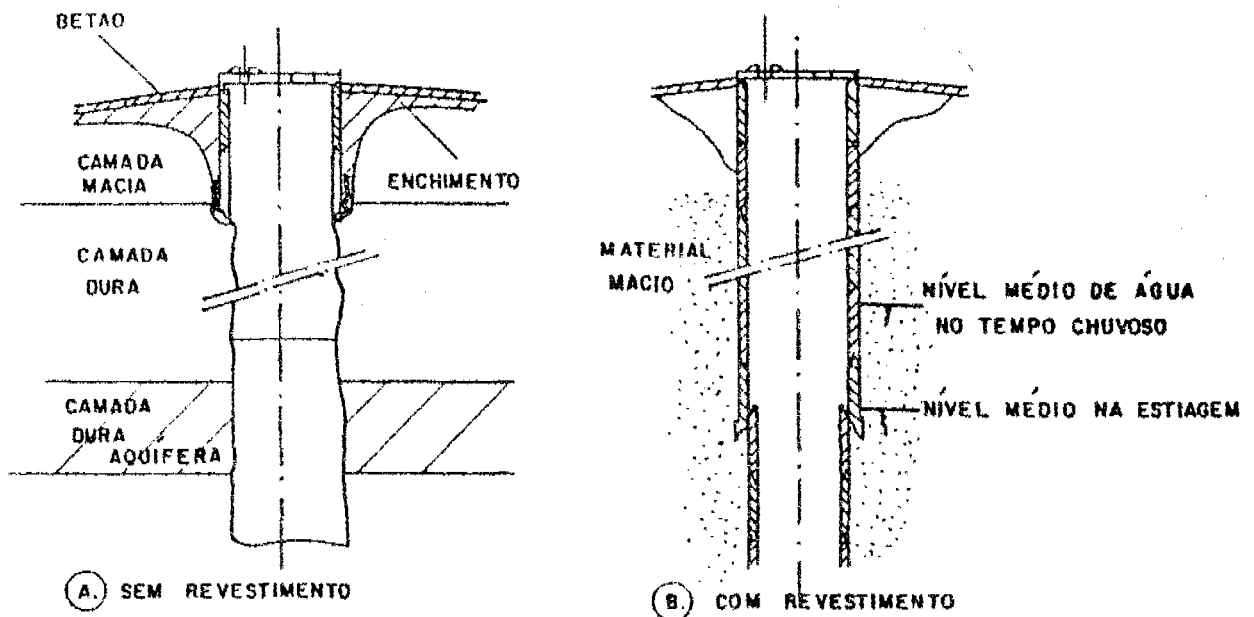


Figura 10.3 Poços sem e com revestimento. [1]

Os poços de diâmetro variável constroem-se quando se estiver perante um solo com camadas macias e duras, usando-se o maior diâmetro para as camadas macias e o menor para as duras, como forma de diminuir o volume de trabalho (ver Figura 10.2a 10.3a). Também pode-se utilizar esta forma quando o poço captar um aquífero bem distinguido abaixo duma camada impermeável (por exemplo uma vala artificial de areia grosseira em contacto com o aluvião dum rio, ver Figura 10.2b).

O revestimento dos poços pode ser total ou parcial, consoante o tipo de solo. Os estratos duros podem prescindir do revestimento, pois as suas paredes não correm o risco de desabar, o que já não acontece quando tivermos solos macios onde o revestimento é obrigatório (ver Figura 10.2a e 10.3b)

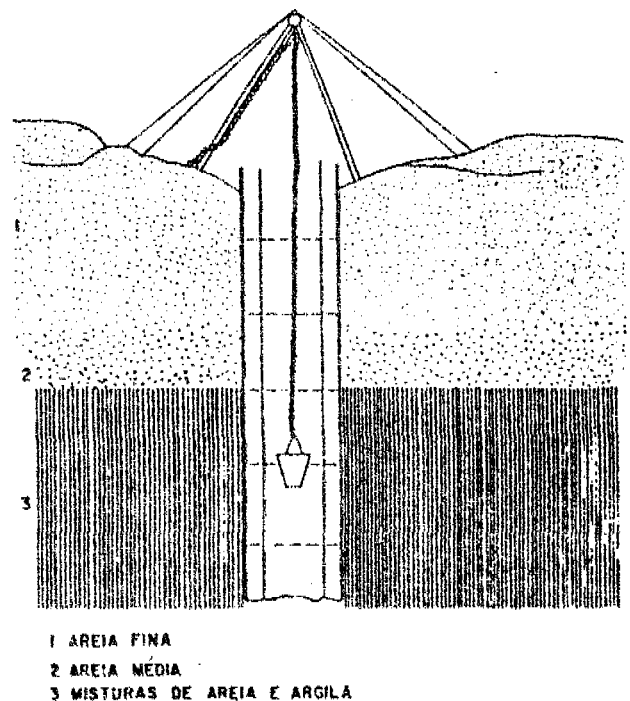


Figura 10.4 Método de construção dum poço.

10.2.2 Construção do poço

O método mais simples e mais aplicado de construção dum poço é o da escavação à mão (ver Figura 10.4). Para a primeira manilha, escava-se um buraco apropriado. Usando um tripé, corda e uma roldana, mete-se a primeira manilha pré-fabricada, que será a mais funda. Depois continua-se escavar debaixo de manilha, de modo a que a(s) manilha(s) anterior(es) desça(m) regularmente para baixo, enquanto um homem está a escavar no fundo do poço; e, pelo menos, um ou dois estão na superfície para se retirar o material escavado com cordas e baldes. Na posição do(s) aquífero(s) instala-se manilhas filtrantes (ver Figura 10.1 e Anexo 2).

O acabamento do poço na superfície tem uma forma como indicada na Figura 10.5 (Ver também Anexo 2).

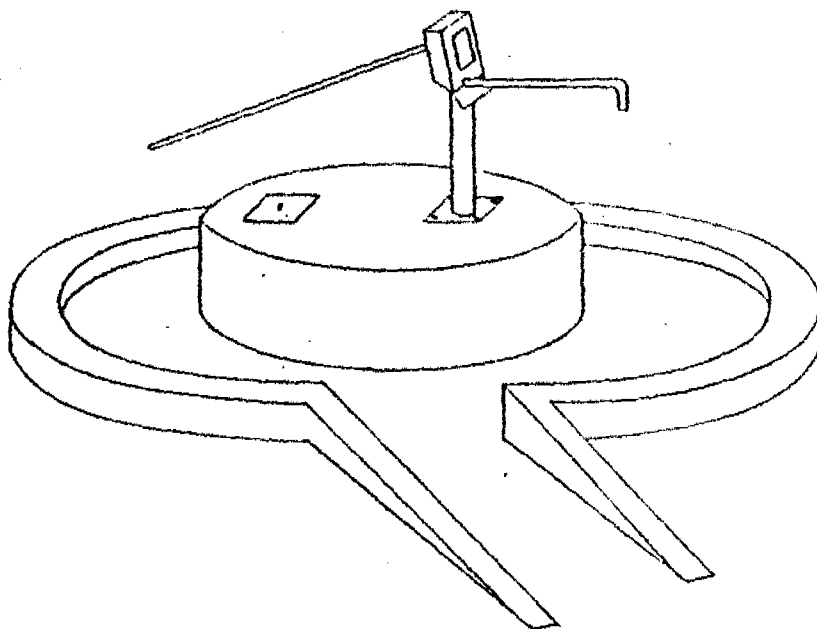


Figura 10.5 Acabamento dum poço com uma bomba manual.

- ◆ *Pergunta 1. No Capítulo 5, deu-se o valor entre 50 e 80% da população rural em Moçambique poderia ser abastecida através de poços. O que isto quer dizer para as condições hidrogeológicas nas áreas em que a população rural vive?* ◆

10.2.3 Critérios técnicos para a construção de poços escavados

No PRONAR sentiu-se que há uma necessidade de desenvolver uma standardização da construção de poços em Moçambique e garantir a qualidade do trabalho. Em 1988, elaborou-se um documento, intitulado "Critérios técnicos para a construção de poços escavados". De facto, não contém só aspectos técnicos, mas também aspectos sociais, como

a participação da população na escolha do sítio do poço e na sua manutenção. Incluímos o documento como Anexo 2 ao Tomo 2. Não esperamos que você saiba de cabeça o conteúdo deste documento, mas deve ser capaz de reproduzir as linhas gerais deste documento quanto:

- a. à localização do poço;
- b. às manilhas aplicadas;
- c. à construção do poço;
- d. ao acabamento do poço;
- e. às obras adicionais;
- f. à entrega do poço;
- g. à quantidade e à qualidade da água do poço.

10.2.4 Preços indicativos da construção de poços e bombas manuais

Os preços da construção da construção de poços e instalação de bombas manuais do tipo INDIA MARK II, feitas em Moçambique, com o nome "Rural" pela fábrica Octávio de Jesus Cardoso em Maputo, são variáveis em tempo; em função das conseqüentes desvalorizações da moeda nacional (o metical) e das subidas dos preços e salários; e geograficamente, por causa dos custos variáveis de transporte. Entretanto, até Abril de 1990 os preços a praticar foram mais ou menos os indicados em Tabela 10.1. Incluímos os preços em US\$, uma vez que os valores assim não mudarão muito no futuro próximo.

Tabela 10.1 Preços da construção de poços e da instalação duma bomba manual em Moçambique (fim de Abril de 1990).

Poço escavado		(1US\$ = 920 Mts)			
Profundidade (m)	Preço excluindo a bomba manual (1000 Mt)	Preço (US\$)	Preço incluindo a bomba manual (1000 Mts)	Preço (US\$)	
5-10	700	760	1150	1250	
10-15	850	920	1300	1410	
15-20	1050	1140	1550	1680	
Bomba manual Rural (India Mark II)					
Na fábrica:			(1000 Mts) (US\$)		
-	9 m de tubagem para um poço		350	380	
-	30 m de tubagem para um furo		530	580	
Incluindo montagem:					
-	num poço		+450	490	
-	num furo		+680	740	

◆ Pergunta 2. Acha que um poço é caro? ◆

10.3 FUROS MANUAIS¹

Um furo tem um diâmetro muito menor do que um poço, 0,1 a 0,45 m e 0,8 a 5 m, respectivamente.

Com a designação "furos manuais" ou "perfurações manuais", indicam-se furos construídos com o equipamento movido pela força humana. Implica que não é possível construir furos mais profundos do que cerca de 20 m. O furo manual tem um diâmetro máximo de 0,25 m.

Em princípio, a maneira de trabalhar é semelhante à de sondas mecânicas (ver parágrafo 10.4): constroi-se um buraco cilíndrico e coloca-se um tubo com um filtro que serve para a extracção de água.

O equipamento consiste dos seguintes componentes:

1. O equipamento de perfuração propriamente dito: Brocas de vários tipos (para areia, argila, solos pedregosos), limpadeira, varas de extensão, centralizadores, a cabeça e a peça superior com os cabos para a rotação (ver Figura 10.6).
2. O tripé com o guincho e o cabo de aço para a descida e subida das brocas, varas, etc.
3. A tubagem de trabalho ou do revestimento temporário. Esta tubagem é utilizada durante a construção sendo depois tirada (como é também o caso nas sondagens mecânicas a percussão), incluindo grampos, macacos, etc..
4. Ferramentas tais como martelos, marretas, limas, fitas métricas, pás, sondas para indicação do nível de água, conductivímetro.

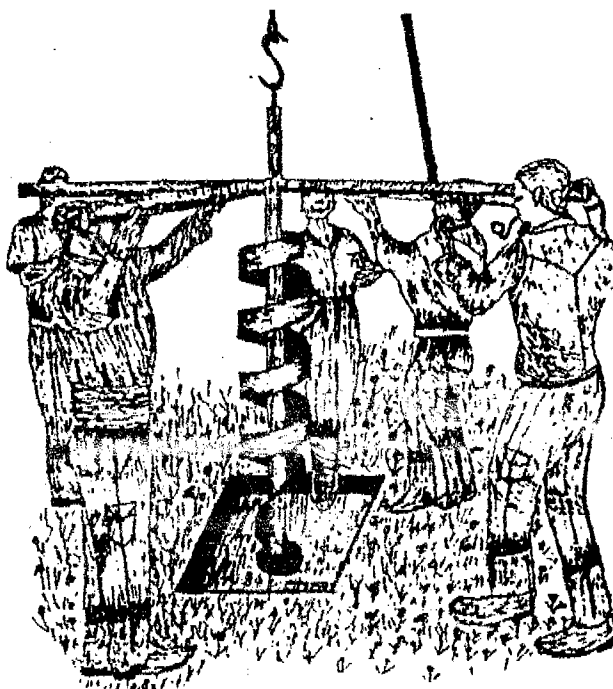


Figura 10.6 Perfuração para um furo manual.

A perfuração compreende várias fases:

1. A limpeza do terreno, em cooperação com a população. Constroi-se o furo perto do furo da pesquisa, mas não no mesmo lugar.

¹ Este parágrafo é mais ou menos uma cópia dos apontamentos feitos pelo Eng^o. Hans Schoolkate num curso sobre "gestão de estaleiros sanitários" no Centro de Formação Profissional da DNA em 1987.

2. A perfuração até ao nível de água é feita sem revestimento, utilizando as brocas mais apropriadas. Recolhe-se amostras das camadas encontradas e faz-se uma descrição conforme fichas standardizadas.
3. Quando for atingido o nível de água, coloca-se a tubagem de revestimento e continua-se a perfuração dentro da coluna, com brocas menores ou em aquíferos arenosos com a limpadeira. Continua-se com as amostras e a descrição.
4. Quando for atingida a profundidade desejada, coloca-se a coluna de filtro e o revestimento definitivo, de PVC. A diferença entre o diâmetro de perfuração e o diâmetro da coluna deve ser, pelo menos, de 4". A localização dos filtros é determinada a partir das amostras e da perfuração: nas zonas mais permeáveis, obviamente.
5. O espaço entre o filtro de PVC e a tubagem de trabalho é enchido com areia. Consoante o enchimento com areão, a tubagem de trabalho é levantada, com o tripé ou com os macacos. O massiço filtrante de areão é continuado cerca de 1 ou 2 metros acima do filtro. Mais para cima enche-se o espaço com o material tirado do furo. No caso da existência duma camada argilosa, enche-se o espaço frente à argila com argila a fim de recuperar assim a camada argilosa e por isso evitar a infiltração de água a partir da superfície.
6. Depois da conclusão do furo, ele é desenvolvido por bombagem com uma bomba manual ou eventualmente com uma pistão feito de borracha. Uma bomba diafragma serve muito bem para o desenvolvimento de furos menos profundos do que 7 - 8 metros.

As vantagens dos furos manuais em relação aos furos a sondas mecânicas são:

- equipamentos muito menos sofisticado e mais fácil de operar;
- não se precisa de combustível, lubrificantes etc.;
- investimentos baixos, em termos de equipamento; e
- exige menos transporte.

A desvantagem principal dos furos manuais é a profundidade limitada: de facto é mais uma substituição de poços escavados do que de furos feitos por sondas mecânicas.

As vantagens em relação a poços escavados são:

- precisa-se de menos transporte e, conseqüentemente, de menos combustível;
- não se precisa de equipamento sofisticado, como geradores, electrobombas, etc;
- a construção depende menos de condições meteorológicas;
- a construção pode continuar sem limitações abaixo do nível de água;
- a construção não dá problemas em solos de areia fina; e
- não se precisa de muito cimento.

As desvantagens em relação a poços escavados são:

- precisa-se duma bomba (manual) para a extracção de água;
- em solos de pouca permeabilidade a recarga dos furos pode ser insuficiente; e

precisa-se de tubagem PVC.

Os custos dum furo manual de 15 a 20m de profundidade são cerca de 800 mil meticais (cerca de US\$ 870,00), excluindo a bomba manual.

10.4 FUROS MECÂNICOS

10.4.1 Métodos de perfuração

Os métodos de perfuração são vários, mas iremos referir apenas a três deles, dando também as suas vantagens e desvantagens:

1. Método de percussão;
2. Método de perfuração rotativa de circulação directa de água ou lama;
3. Método de perfuração rotativa com injeção de ar comprimido.

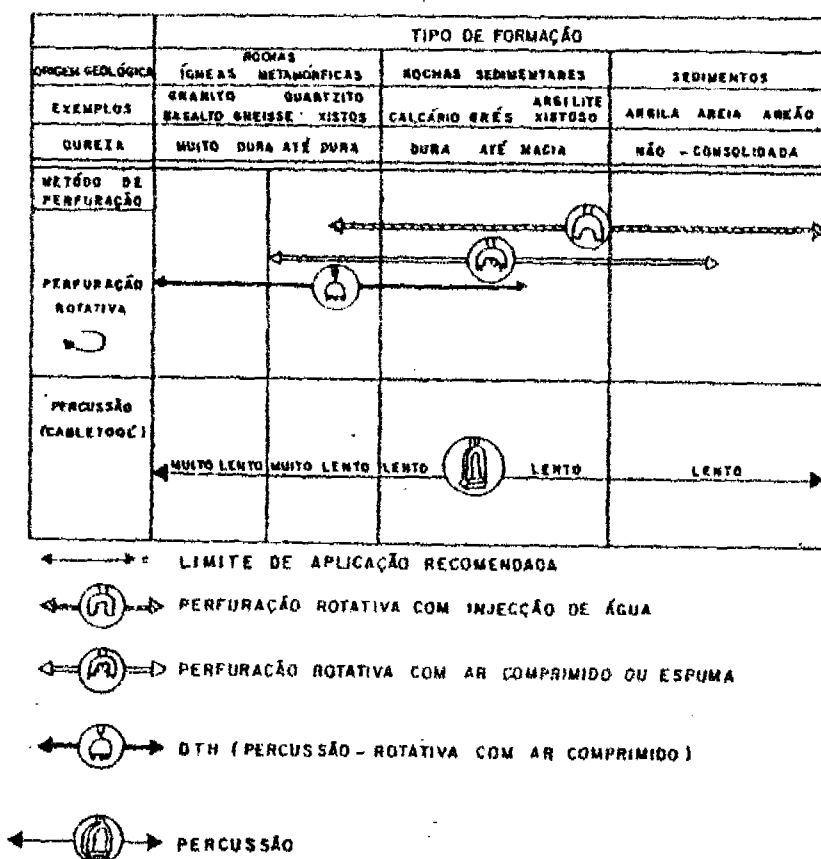


Figura 10.7 Aplicação de métodos de perfuração.

A Figura 10.7 apresenta, numa forma generalizada, os métodos de perfurações, como função do tipo da formação em que se perfura.

10.4.1.1 Método de percussão

O método de percussão consiste no uso de equipamento mecânico, que penetra no solo através de suspensão e queda de um conjunto de ferramentas de perfuração, por meio de um guincho, o que resulta numa penetração do conjunto de ferramentas, conforme se pode ver na Figura 10.7.

A ferramenta consiste, de cima para baixo, de (ver Figura 10.8):

- * porta cabo, que forma a ligação entre o cabo e o ferramenta;
- * percussor, cuja função é principalmente para absorver os choques da queda;
- * haste de perfuração que funciona para aumentar a força e o peso da ferramenta. O seu peso varia entre 15 e 15.000 kg;
- * broca, cuja função é de desagregar o material do fundo da perfuração. O seu peso atinge valores até 1500 kg.
- * limpadeira (ou caçamba), que é um cilindro vazio com uma válvula na sua base que permite só a entrada. A limpadeira é usada em duas situações:
 - a. numa perfuração em materiais duros, perfura-se primeiramente com a broca. Se se tiver desagregado um certo volume de rocha, a limpadeira será montada para limpar o material partido.
 - b. numa perfuração em materiais soltos, pode-se aplicar imediatamente a limpadeira.

Em materiais soltos, será preciso meter um revestimento temporário (ou tubagem de trabalho) para se evitar que o furo caia. Desce-se o revestimento conforme o avanço da perfuração. Às vezes, em materiais muito soltos, será preciso ter o revestimento numa profundidade maior que a da zona, donde se está a tirar o material através da limpadeira.

Este método tem como vantagens:

- é fácil de aplicar;
- exige custos de investimentos baixos; e
- permite fazer amostragens bastante exactas durante a perfuração.

As desvantagens do método de percussão são:

- as dificuldades da sua aplicação em material muito duro;
- a sua lentidão;
- os custos mais altos de revestimento; e
- às vezes é difícil tirar a tubagem de trabalho (revestimento temporário).

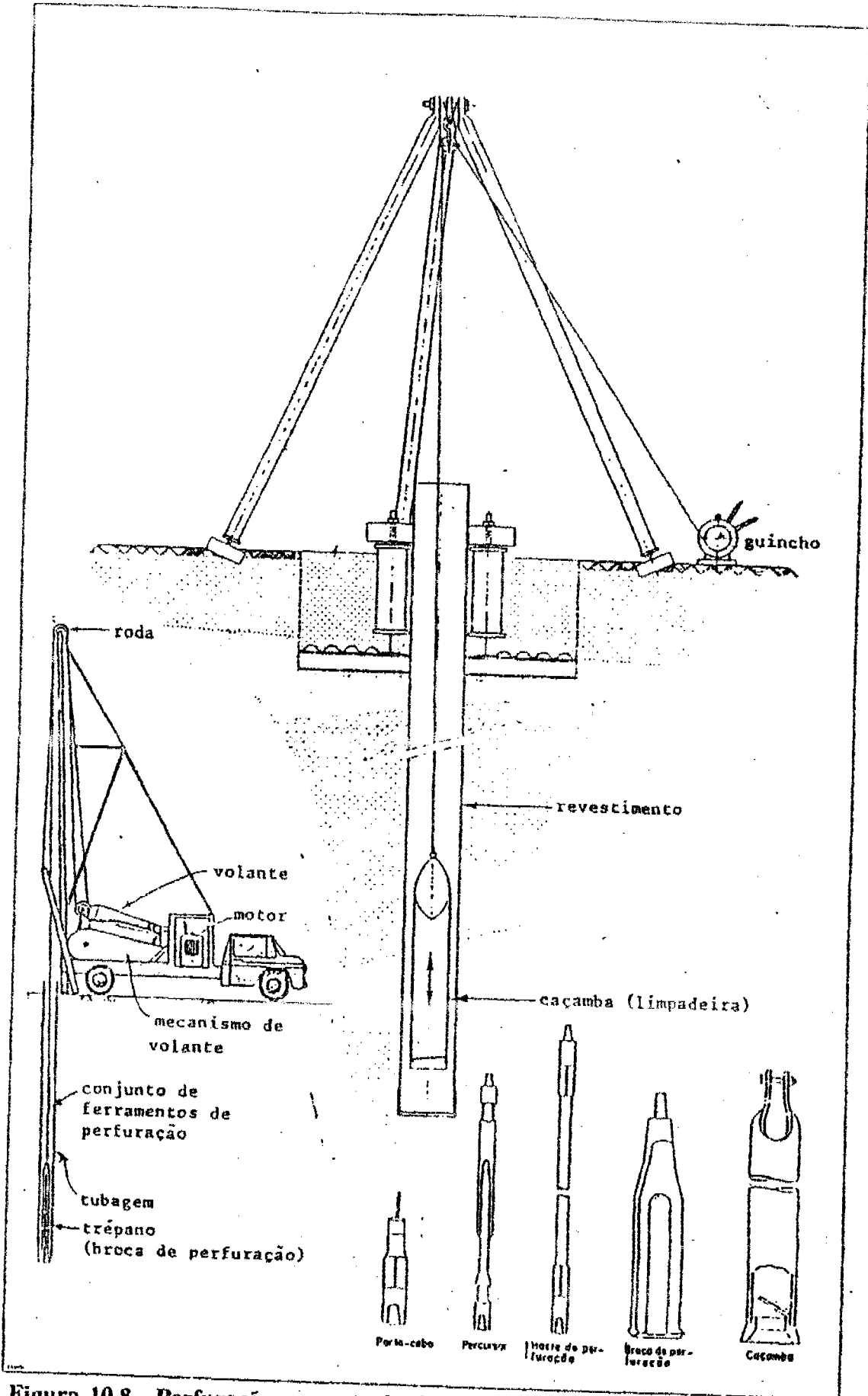


Figura 10.8 Perfuração por método de percussão (Cable Tool Method).

10.4.1.2 Método de perfuração rotativa de circulação directa de água ou lama

O método de perfuração rotativa de circulação directa de água ou lama, consiste em usar tubagem que penetra no solo através da rotação de uma ferramenta que tem na sua extremidade uma broca de perfuração (ver Figura 10.9). O atrito entre a broca e o material a perfurar produz calor. Por outro lado, é necessário extrair o material perfurado. Para se conseguir estes objectivos, usa-se uma lama de perfuração que é feita à base de bentonite, que é um produto natural argiloso, ou um produto químico especialmente fabricado. A vantagem da lama é que a sua maior densidade facilita o transporte de partículas para cima (Lei de Arquimedes), e serve também para proteger as paredes dos furos contra desabamentos, ou para equilibrar pressões da água da formação (aquíferos confinados). Esta mesma lama, para a sua circulação, parte do tanque de sedimentação de lama, através de bombagem por uma bomba de lama, entra para o tubo, passa pela broca e sobe até aos tanques de lama, pelo espaço entre o tubo e o furo, conforme se pode ver na Figura 10.9.

Resumindo, as funções da lama de perfuração são:

- refrigeração da broca;
- transporte das partículas escavadas;
- protecção contra o desabamento das paredes do furo e/ou pressão artesiana;

Este método tem como vantagens:

- é rápido;
- exige raramente muito revestimento de trabalho.

As desvantagens do método rotativo são:

- o uso da lama de perfuração (em certos casos a lama é dificilmente removível das paredes do furo, resultando numa diminuição da permeabilidade);
- o equipamento é bastante complicado e precisa de muita manutenção; então, não é apto para zonas remotas;
- uma amostragem exacta é mais difícil;
- exige experiência para gerir a adição da lama durante a perfuração;
- é difícil constatar o encontro dum aquífero (o furo está cheio de fluido até à superfície); e
- precisa investimentos mais altos para o equipamento.

10.4.1.3 Método de perfuração rotativa com injeção de ar comprimido

Em vez de água, aplica-se neste método de perfuração rotativa ar comprimido, como meio de transporte para as partículas escavadas (ver Figura 10.10). Utilizam-se duas tecnologias:

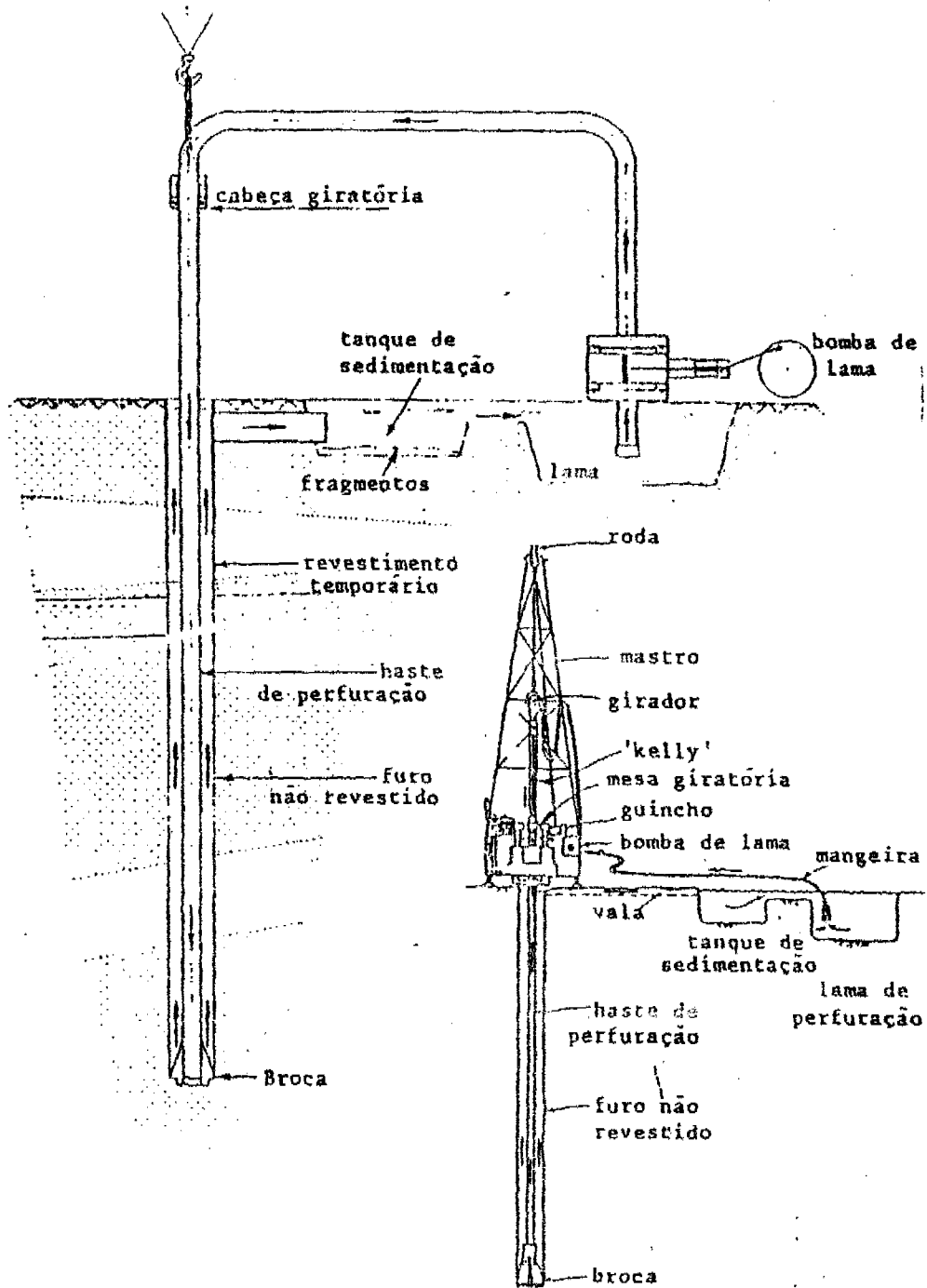


Figura 10.9 Sistema de perfuração rotativa com circulação directa (Rotary Straight Flush Drilling System).

- A. perfuração rotativa com injeção do ar, usando brocas normais.
- B. percussão rotativa com injeção do ar, usando um martelo pneumático (DTH = "Down The hole Hammer").

Em ambas tecnologias, é o ar que leva os fragmentos à superfície ou fá-los penetrar nas aberturas das rochas perfuradas. Um compressor, ligado à haste de perfuração, fornece ar que é forçado a fluir para baixo através da haste.

A perfuração rotativa com injeção do ar faz-se em formações consolidadas (rochas ígneas, rochas metamórficas e rochas sedimentares) ou semi-consolidadas (sedimentos que possuem um certo grão de coesão, por exemplo laterite).

Nas formações não-consolidadas é necessário instalar um revestimento (tubagem) de trabalho, para evitar que o furo caia. Se a espessura da camada não-consolidada não for grande, ainda pode-se usar o método do ar comprimido, injectando-se uma pequena quantidade de água e um produto químico que forma uma espuma. Esta espuma resulta numa selagem das paredes do furo, reduzindo a perda do ar na camada porosa. Também aumenta a capacidade de levar fragmentos maiores. Portanto, as máquinas de perfuração com ar comprimido também são equipadas com uma bomba de lama. Desta maneira, perfuradores experientes são capazes de utilizar este método em camadas não-consolidadas de maior espessura, até de 30 - 50 m.

Na primeira tecnologia, usa-se brocas semelhantes às usadas na perfuração rotativa de circulação directa de água ou lama, brocas "dragbit", "tricone roller bit", etc..

Na segunda tecnologia, usa-se um martelo pneumático no fim da haste de perfuração, e uma base especial, de fundo plano com esferas de carbonato, extremamente duras para quebrar a rocha. Combina-se assim o efeito de percussão com a acção rotativa. Neste caso, o ar serve para três fins:

- refrigeração da broca;
- fazer mover o martelo; e
- levantar os fragmentos.

A penetração com este método é muito rápida, sendo mais rápido em formações mais duras. Os fragmentos são removidos continuamente pela força do ar, deixando um fundo limpo para a broca funcionar optimamente.

As vantagens do método rotativo com injeção de ar comprimido, são:

- O(s) aquífero(s) fica(m) limpo(s) de lama;
- A penetração é rápida;
- É fácil determinar aquíferos (começa a sair água); e
- Permite estimativas do caudal durante a perfuração, facilitando a determinação da profundidade de perfuração necessária para a quantidade de água desejada.

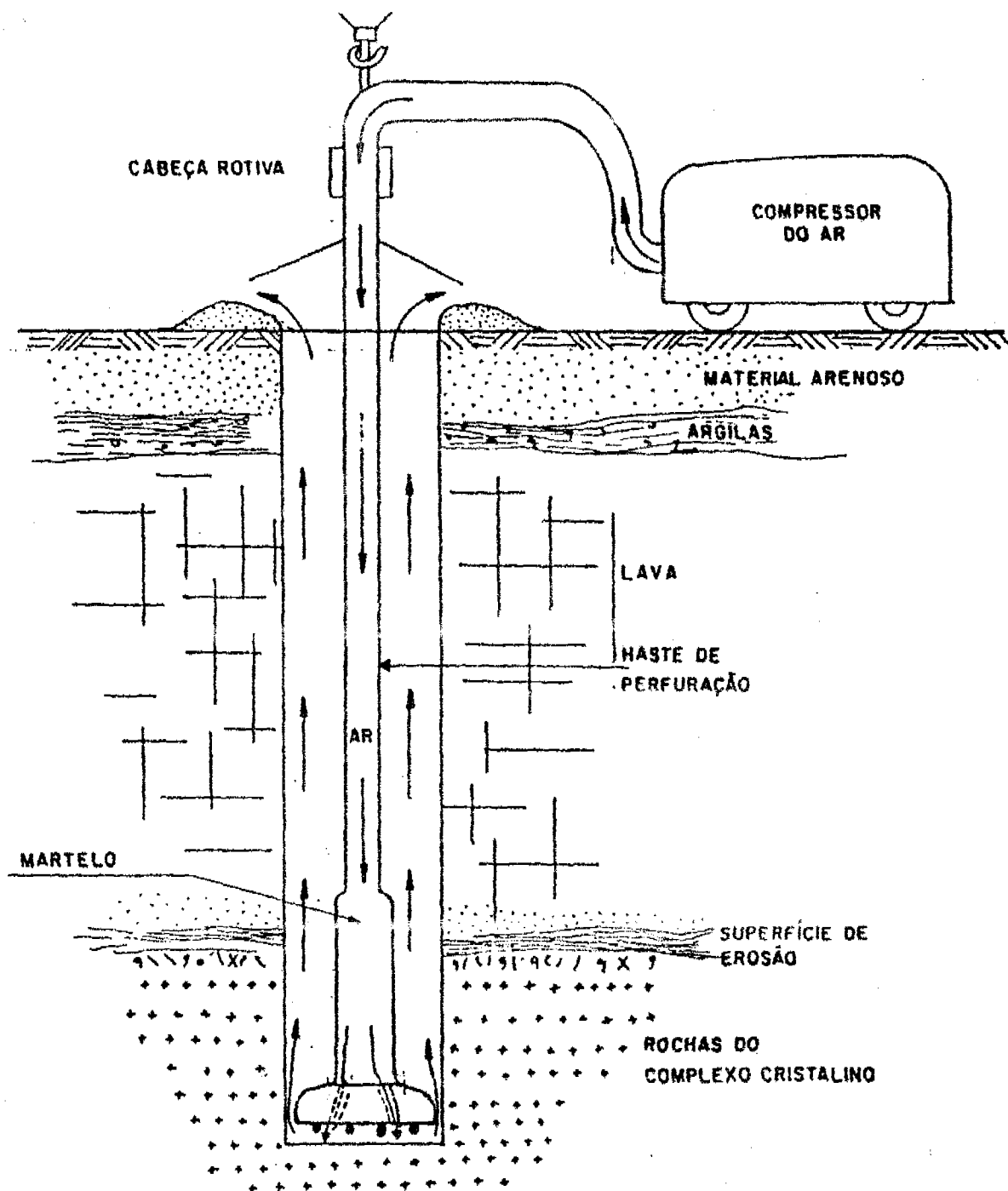


Figura 10.10 Sistema de perfuração rotativo com circulação directa de ar (Down The hole Hammer).

As desvantagens deste método incluem:

- O uso é limitado às formações consolidadas e semi-consolidadas.
- Os custos iniciais são altos (equipamento caro); e
- Exige um sondador com experiência.

♦ *Pergunta 3. Qual é a sua opinião sobre os métodos de perfuração mais adaptados às condições Moçambicanas?* ♦

10.4.2 Componentes da construção do furo

A construção do furo compreende:

- a fase da perfuração (ver capítulo 10.4.1);
- a colocação da tubagem fechada, do(s) filtro(s) e do enchimento (ver parágrafo 10.4.2.1);
- a limpeza e o desenvolvimento do furo (ver parágrafo 10.4.2.2);
- o ensaio do caudal do furo (ver Capítulo 11.6)
- a selagem da superfície (ver Anexo 3);
- a colocação da bomba (não se trata deste assunto nestes apontamentos);
- a construção duma protecção do furo (ver Capítulo 10.2 e Figura 10.5, para o caso duma bomba manual. Se se colocar uma motobomba, será preciso construir-se uma casa de protecção).

10.3.4.1 Tubagem fechada, filtro(s) e enchimento

Normalmente, a maior parte do furo é constituída pela tubagem fechada, cuja função de dar uma ligação forte entre os filtros e a superfície, e proteger a bomba que se vai instalar. No fundo do furo, instala-se um tubo fechado, chamado "tubo saco". A sua função é de alojar as partículas que eventualmente possam entrar para a tubagem final pelo filtro. Após a colocação da tubagem final, mete-se uma tampa no seu topo para evitar a entrada de qualquer material.

Os filtros têm a função de admitir, o mais livremente possível, a água para o furo, e suportar o material externo. Os filtros são colocados ao longo das partes do furo que atravessam aquíferos com água de boa qualidade (ver Figura 10.11).

Prefere-se o uso do PVC como material para a tubagem fechada e os filtros por causa da sua resistência à corrosão e do preço relativamente baixo. Nalguns casos, como para furos muito profundos (> 120 m), os construtores de furos em Moçambique preferem o uso do ferro galvanizado com filtros pré-fabricados de tipo Johnson, embora haja outras experiências boas no mundo com PVC nestes casos até 200 a 300 m.

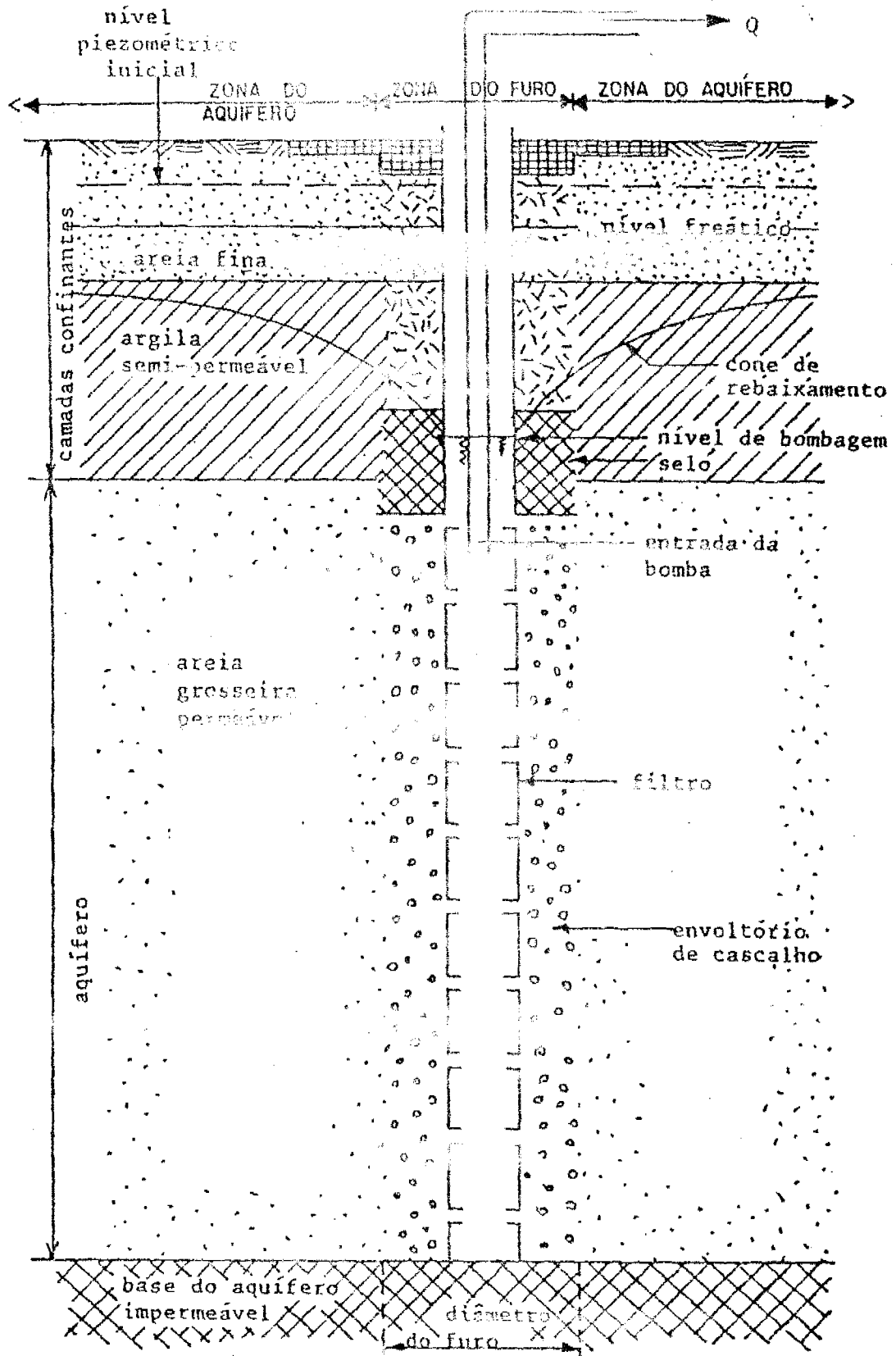


Figura 10.11 Componentes dum furo.

O enchimento consiste na colocação de:

- **envoltório:** vai preencher o espaço entre a tubagem final e o espaço escavado, e que tem a função de evitar que as partículas finas da formação entrem para os filtros. Este material abrange igualmente a zona dos filtros e estende-se 5 m acima do filtro.
- **material original:** tem a função de preencher o espaço restante do furo, ou seja, o espaço que não precisa do envoltório (a parte da tubagem fechada).
- **selos:** têm a função de evitar que a água derramada da superfície entre para a formação e evita também que, se houver água salgada num aquífero, esta possa passar e entrar para um outro que tenha água doce (ou deve evitar que outros diferentes tipos de águas se misturem). Um selo é feito com cimento ou argila.

10.4.2.2 Limpeza e desenvolvimento

Logo após a colocação da tubagem final e o enchimento, começa-se com a limpeza do furo, que tem como objectivo tirar a maior parte da lama de perfuração. Executa-se com ar comprimido.

No desenvolvimento do furo, remove-se os restos da lama de perfuração e os grãos mais finos do aquífero na parte adjacente do filtro ou o envoltório. O objectivo desta operação é facilitar o fluxo de água do aquífero, e obter uma duração económica máxima do furo. Executa-se também com ar comprimido, aumentando por escalonamentos a pressão usada até a água limpa sair do furo. Na falta de ar comprimido, pode-se executar também bombando e injectando água.

10.4.3 Detalhes da construção do furo

Como o PRONAR elaborou os critérios técnicos para a construção de poços, a Secção de Geohidrologia da DNA, em colaboração com o PRONAR e a GEOMOÇ desenvolveu critérios para a construção de furos em Moçambique. O documento é reproduzido no Anexo 3 do Tomo 2. Contém muita informação nova para si, como a divisão em fluxo laminar e turbulento para o furo, o termo "rendimento do furo" e a explicação do método de escolha dos vários componentes do furo. Também entra-se em factores de gestão de água subterrânea em Moçambique (ver Capítulo 12). Como sempre, não exigimos de si que aprenda o conteúdo de cabeça. Leia o conteúdo principal e estude especialmente o Apendice 3, em que se explica:

- a. o conceito do rendimento dum furo;
- b. o procedimento para dimensionar um furo; e se dá
- c. alguns exemplos.

- ◆ *Pergunta 4. Explique, por suas palavras, qual é o rendimento do furo, e quais são os factores mais importantes, que o influenciam quanto à construção do furo?* ◆

10.4.4 Preços indicativos dos furos

Com base nos dados fornecidos pelo PRONAR, conclui-se que os custos médios da Geomoç por metro, do método de perfuração por percussão no ano de 1989, variaram entre 135.000,00 Mts (US\$ 145,00) na Província de Tete e 205.000,00 Mts (US\$ 220,00) em Sofala¹. Os custos do mesmo tipo de furos feitos pelos Estaleiros Provinciais de Abastecimento de Água em Manica, Inhambane, e Cabo Delgado, variaram entre 74.000,00 Mts (US\$ 80,00) e 110.000,00 Mts (US\$ 120,00). No que concerne ao método de perfuração por rotação, depreende-se que o custo por metro também é diferente para as diferentes zonas do País, variando entre 106.000,00 Mts (US\$ 115,00) em Inhambane e 250.000,00 Mts (US\$ 270,00) no caso de Nampula.

Em média, de todo o País, um metro de perfuração custa 127.000,00 Mts (US\$ 137,50), sendo a média para perfuração de percussão, quase igual à média para a perfuração de rotação.

Entre as possíveis causas dos custos, elevados poderíamos citar as seguintes:

- Elevados custos de transporte do equipamento e utensílios, para os trabalhos de perfuração, do Sul ao Norte, o que agrava os custos finais das perfurações no Norte do País.
- Lentidão do processo de perfuração por percussão. A construção dum furo pode levar de uma a quatro semanas.

◆ Pergunta 5. *Acha que um furo é caro?* ◆

10.5 NASCENTES CAPTADAS OU PROTEGIDAS

10.5.1 Geral

Constrói-se uma nascente captada ou protegida, em sítios onde aparecem nascentes naturais. Os pontos a considerar na construção de nascentes captadas, são:

1. **Quantidade do Fluxo:** esta deve ser tal que satisfaça as necessidades da população durante todo o ano, para a qual se optou por esta solução do fornecimento de água. Não deve faltar nem se deve perder muita água. Para isso, os tubos que vão constituir as únicas saídas de água, devem ser dimensionados de tal maneira que satisfaçam este requisito, isto em termos de diâmetro, quantidade e espaçamento entre eles. Se for possível incluem-se torneiras nos tubos de saída.
2. **Filtração:** este procedimento consiste em colocar uma série de camadas de solo, de tal forma que permitam que a água que sai da nascente seja a mais limpa possível.

¹ Os valores em Mts para 1989 foram convertidos em preços em US\$, usando o câmbio em vigor no fim de 1989. Multiplicámos este valor em US\$ pelo câmbio em vigor em Abril de 1990, e assim obtivemos os valores em Mts, apresentados, comparáveis com os valores da Tabela 10.1.

O material para este efeito, deve ser escolhido de tal modo que a sua textura não permita que este se colmate sucessivamente, pois esta colmatção havia de fazer com que a água não circulasse pelas camadas previamente colocadas.

3. **Pressão hidráulica:** A quantidade de fluxo e o tipo de material para a filtração devem ser tais que não contribuam para o incremento da pressão hidráulica, o que poderia provocar o desabamento da construção.
4. **Protecção higiénica:** A nascente captada deve ser concebida e construída de tal forma que a água só corra pelos tubos ou outros elementos eventualmente colocados à saída da nascente. Este procedimento tem como objectivo evitar que haja escoamento de água por todos os lados da construção com a consequente acumulação, o que seria contra as normas de higiene.
5. Deve-se providenciar, logo à saída dos tubos, locais para a colocação dos recipientes usados pelas populações para se servirem da água. Isto pode se conseguir através de, por exemplo, blocos ou pedras de forma regular.

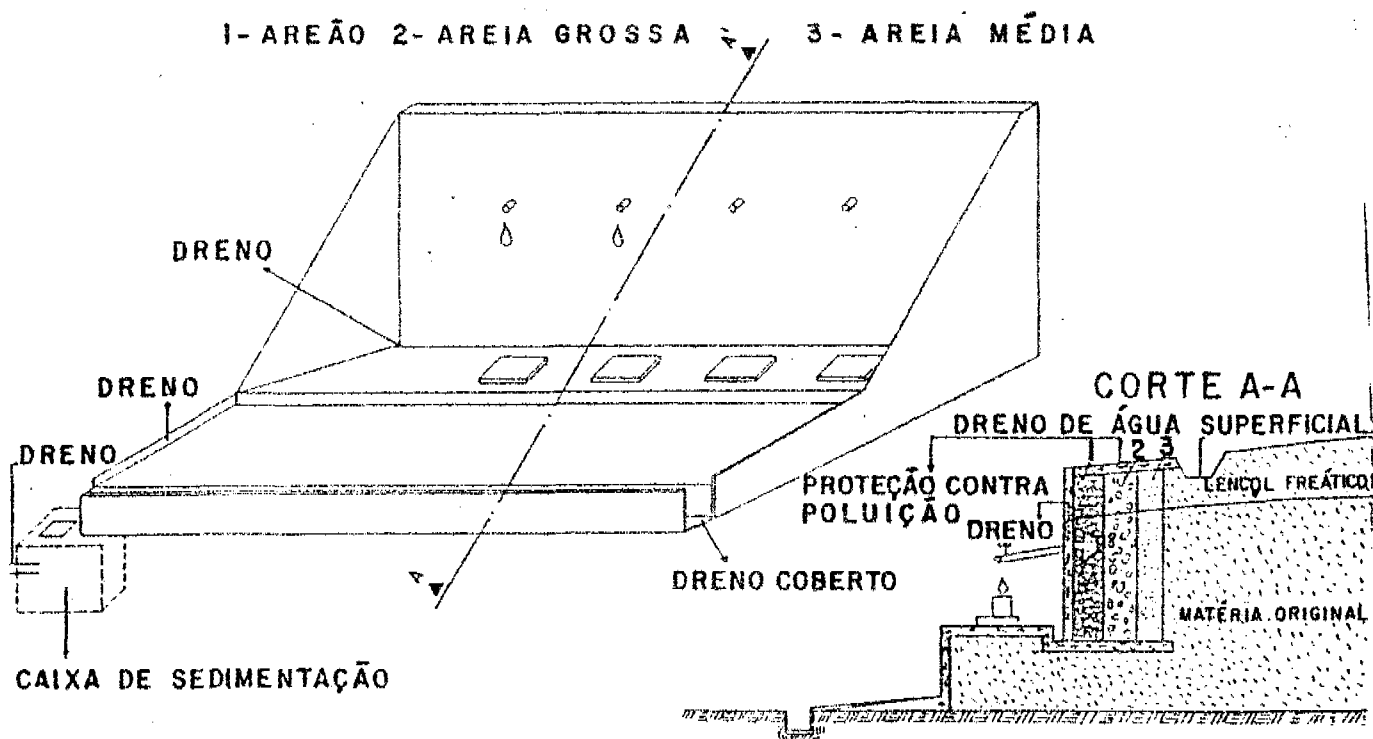


Figura 10.12 Nascente protegida (exemplo de Nampula).

6. **Drenagem da água superficial:** A drenagem de água superficial é um processo que visa a protecção das nascentes para se evitar acumulação e consequente estagnação das águas, nas mesmas. Esta drenagem pode consistir na construção de valas perpendiculares ao sentido do fluxo, como forma de desviar para fora do local da captação, a água das chuvas, isto na parte superior da nascente captada. Para a parte baixa da nascente, que vai corresponder à zona abrangida pelo excesso de água proveniente dos tubos, deve-se construir uma vala que depois conduza a água para um dreno que o levará para fora da zona de influência da nascente.

10.5.2 Exemplos

Como forma de permitir a observância das normas de higiene recomendadas para o caso das nascentes captadas, deve-se arranjar formas ou soluções práticas e funcionais. De facto, não existem desenhos prontos para qualquer situação. Por isso, deve-se procurar a solução mais viável para cada situação específica. Por exemplo, a Figura 10.12 mostra um exemplo dum desenho duma nascente protegida mínimamente, na Província de Nampula.

A protecção consistia na construção de 3 faixas de areão, areia grossa e areia média, cobertas por cima e pontualmente por uma camada de argila ou outro material que não deixe passar a água. Na camada de areão deve-se colocar tubos, pelos quais a água escoar-se-á. No primeiro nível montar-se-ão blocos para colocação das latas ou baldes. Na parte final da construção, colocar-se-á um dreno coberto que irá terminar numa caixa de sedimentação. Outros pormenores estão detalhados no próprio desenho.

A Figura 10.13 mostra um outro exemplo em que se construiu uma caixa de betão só com uma abertura, em que a água subterrânea pode entrar passando por um tipo de filtro.

- ♦ *Pergunta 6. Qual é o maior perigo em termos da qualidade da água das nascentes captadas?* ♦

10.6 DRENOS FILTRANTES¹

10.6.1 Introdução

Um dreno filtrante usado no abastecimento de água, é um tubo filtrante colocado abaixo do nível de água ligado a um reservatório subterrâneo de água (ver Figura 10.14).

Os componentes do sistema dum dreno filtrante, são (ver Figura 10.14):

1. O tubo drenante;
2. O envoltório de areia ou areão;
3. O material original reemplacado e compactado; e
4. O reservatório de água.

¹ Este capítulo é apoiado num artigo preparado para as III^{as} Jornadas de Engenharia e Ciências de Moçambique realizadas em 1988 (Tomo 2). A parte 10.6.6 foi preparada com base nos dados recentes.

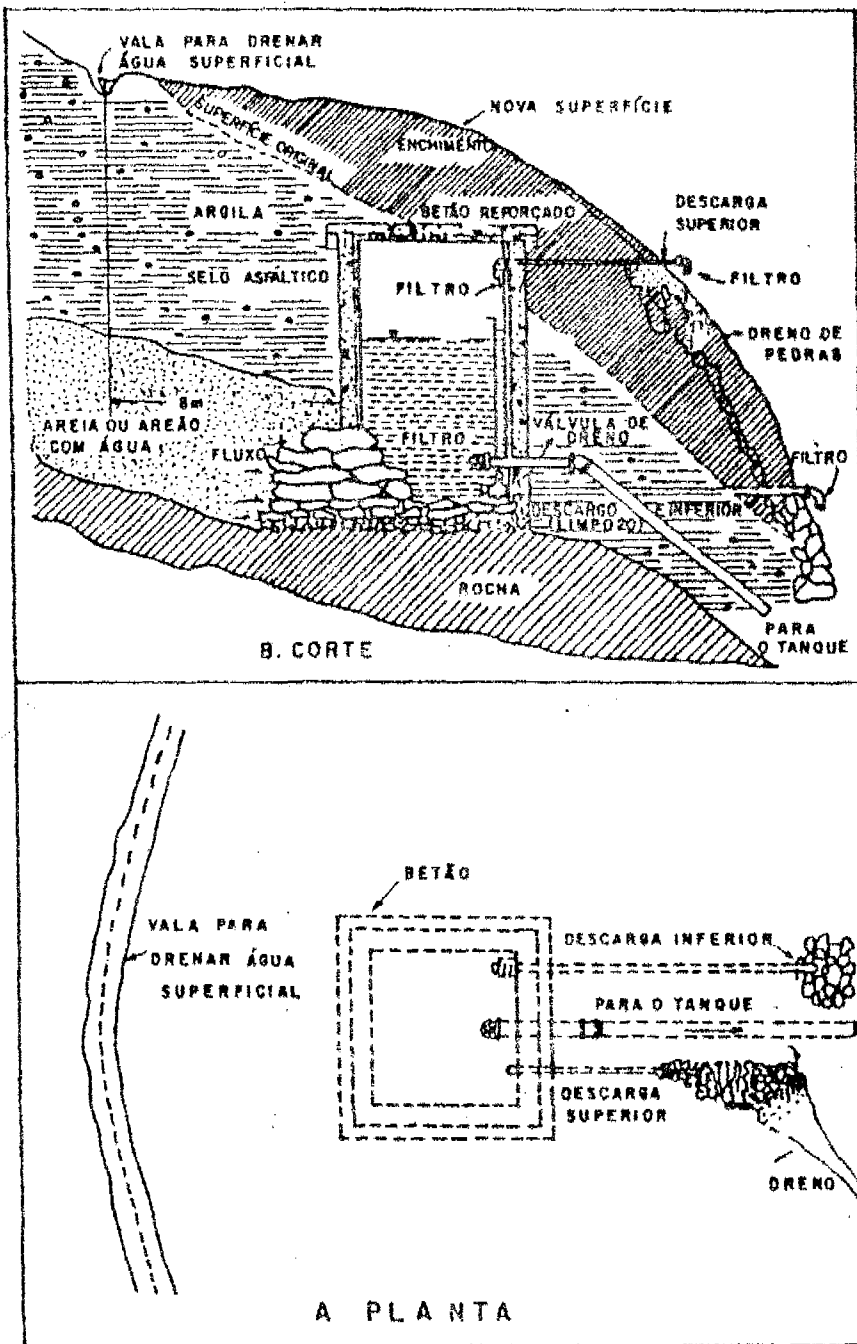


Figura 10.13 Exemplo duma nascente protegida. [3]

1. O tubo drenante é formado por:

- . tubos de drenagem com aberturas finas, pré-fabricadas ou aberturas maiores feitas e cobertas com arame (PVC lusalite ou outro material); ou
- . tubos porosos (canos de barro); ou ainda
- . tubos curtos com pequenas fissuras entre si (lusalite ou canos de barro).

O tubo é colocado, pelo menos, a 2,5 metros abaixo do nível da água no final do tempo seco, para tolerar o rebaixamento durante o funcionamento e ficar uma

reserva para tempos secos. Nas áreas onde existe o perigo do entupimento pelo óxido de ferro ou magnésio, a profundidade deve ser de 4-5 metros [2].

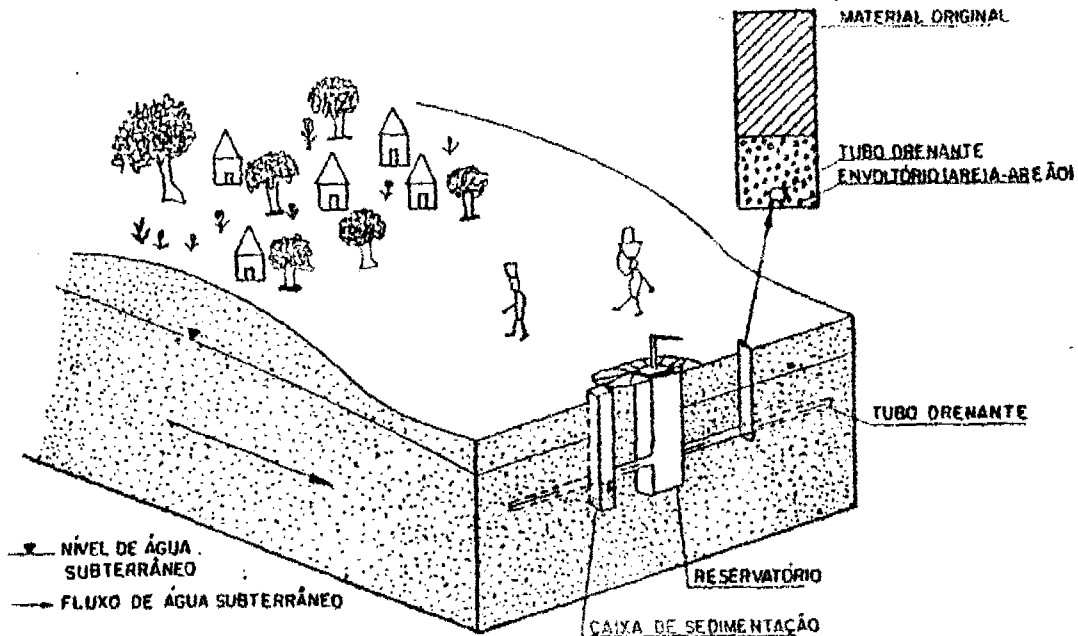


Figura 10.14 Dreno filtrante usado no abastecimento de água.

O tubo tem uma pequena inclinação na direção do reservatório, que não é necessário hidráulicamente, mas que facilita a limpeza do tubo das partículas finas que eventualmente entrem pelas aberturas.

O diâmetro do tubo varia entre 100 e 1000 mm, dependendo do caudal preciso e da permeabilidade do aquífero. Para evitar perdas de carga demasiado altas, recomenda-se que a velocidade do fluxo no tubo seja menor do que 1,0 m/s. Por causa disso, pode ser necessário aumentar o diâmetro na direção do fluxo [2].

2. O envoltório de areia ou areão, que diminui a resistência hidráulica da área à volta do tubo, e que deve prevenir a entrada das partículas finas no tubo. A colocação do envoltório só é preciso nos materiais com uma grande percentagem de argila até areia fina (mais do que 40%). A largura do envoltório varia entre 0 e 500 mm. A altitude acima do dreno pode ser maior, aumentando assim a eficácia do dreno.

Às vezes é preciso meter várias camadas de envoltório para evitar a entrada do material fino do aquífero. Do tubo para exterior, o diâmetro médio das partículas do envoltório diminui. Por exemplo, para areia fina dum mediana de 0,2 mm e uma largura das aberturas recomenda-se uma camada exterior de 10 cm de areia de 1-2 mm e uma camada interior de 10 cm de areão de 4-8 mm [2].

4. **O reservatório de água** (poço circular, reservatório rectangular ou outras construções). O(s) tubo(s) de dreno entram cerca de 0,8-1 m acima do fundo do reservatório para criar um eventual volume para partículas infiltradas. Alternativamente, constrói-se uma(s) caixa(s) de sedimentação a montante da entrada do reservatório. Do reservatório tira-se a água por gravidade ou bomba-se. Pode-se construir o reservatório de tal modo que se aproveite o período de noite para se conseguir uma reserva de água.

O reservatório é construído de tal modo a que não possa entrar água de chuvas caídas na tampa, nem água do escoamento superficial.

Um projecto dum tal dreno distingue-se dum dreno normal que se usa, por exemplo, na agricultura ou na construção de estradas. Um dreno normal é feito para baixar o nível de água subterrânea, normalmente o nível freático. Com base no rebaixamento necessário, na área a ser drenada e nas condições do terreno, calcula-se o caudal esperado, a profundidade, o diâmetro do dreno e o espaço entre os drenos.

Para o projecto dum dreno filtrante, o caudal necessária é conhecido, então este será o ponto de início do cálculo. Com base nesta informação, calcula-se o comprimento, o diâmetro e a profundidade do dreno.

O dreno dará o caudal máximo se for construído paralelamente às isolinhas do nível da água (ver Figura 10.19).

10.6.2 Condições hidrogeológicas favoráveis para a construção dum dreno filtrante

Drenos filtrantes podem-se aplicar geralmente nas condições em que é difícil a construção de furos ou poços. Especificadamente, constrói-se nas condições que se seguem:

- A. Deposições dos aluviões;
- B. Áreas com um lençol de água subterrânea doce duma pequena espessura;
- C. Outras áreas com um leito limitado de fluxo de água subterrânea; ou
- D. Aquíferos com permeabilidade baixa.

A. *Deposições dos aluviões*

Os leitos dos rios têm muitas vezes camadas de aluviões que consistem de areias médias a areão grosseiro, com alta permeabilidade (maior do que 10 m/d).

Mesmo no período em que o rio tem um caudal baixo ou está seco, normalmente os aluviões ainda têm um fluxo de água subterrânea. Além disso, a água nos aluviões tem

muitas vezes muito menos poluição bacteriológica do que a água do rio. Por causa destes factores, um aquífero de aluviões é uma boa fonte para abastecimento de água. O problema, na prática de exploração deste tipo de aquíferos, é a necessidade de proteger o furo ou o poço contra as inundações e o risco da captação não poder ser usada durante

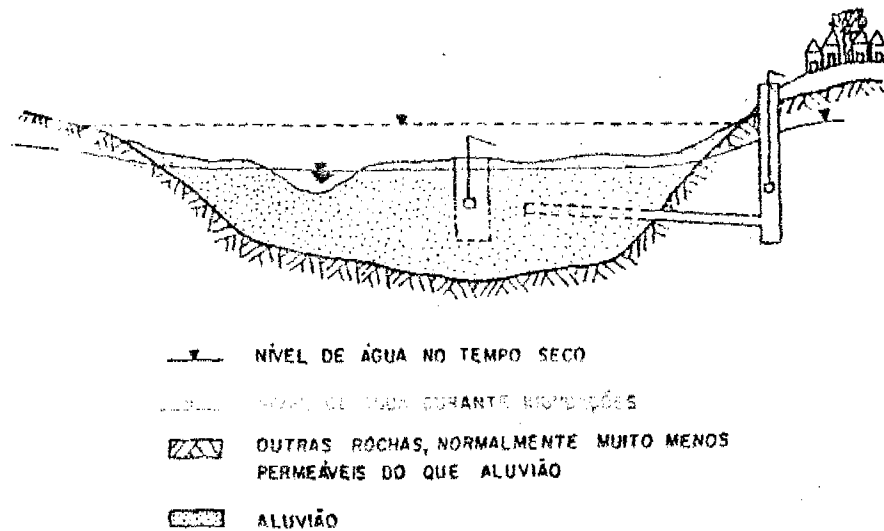


Figura 10.15 Abastecimento de água através dum dreno filtrante no aluvião dum rio.

um certo período do ano.

Neste caso, o dreno filtrante, ligado a um reservatório subterrâneo de captação, num sítio seguro para inundações, é uma solução ideal (ver Figura 10.15). Na Figura 10.15, mostra-se um dreno perpendicular à direcção do vale. Para evitar a poluição orgânica, deve-se manter uma distância mínima de 15 m, entre o fim do dreno e o leito permanente do rio. Se os aluviões forem extensos, pode-se construir um dreno paralelo, mais afastado do leito, para diminuir o perigo de contaminação orgânica durante as inundações do leito. Exemplos dum dreno nos aluviões existem nos vales dos rios Licuari e Monapo [4].

Em vez de utilizar um tubo drenante, ligado a um reservatório, constrói-se, às vezes, uma galeria enchida com areão e um poço com uma parte de betão filtrante [2].

B. Áreas com um lençol de água subterrânea doce duma pequena espessura

Um lençol de água doce de pequena espessura, pode ser originado pela existência duma camada impermeável numa pequena profundidade (por exemplo na margem dum vale dum rio com areias acima de argilas) ou por causa da existência duma camada alterada acima da rocha fresca, ou por causa da existência de água salgada por baixo do lençol de água doce (ver Figura 10.16a e b). No primeiro caso, o lençol pode ser tão fino que um poço ou um furo não dará um caudal suficiente. Um exemplo deste sistema encontra-se na Catembe, a Sul de Maputo.

No caso dum lençol de água doce em cima de água salgada, a construção dum poço com a sua extracção de água concentrada, pode resultar na salinização do poço. Por causa disso, construiu-se na Ilha de Xefina Grande, na Baía de Maputo, um dreno filtrante.

Nestes casos, tubos filtrantes aumentam as possibilidades duma captação viável de água subterrânea.

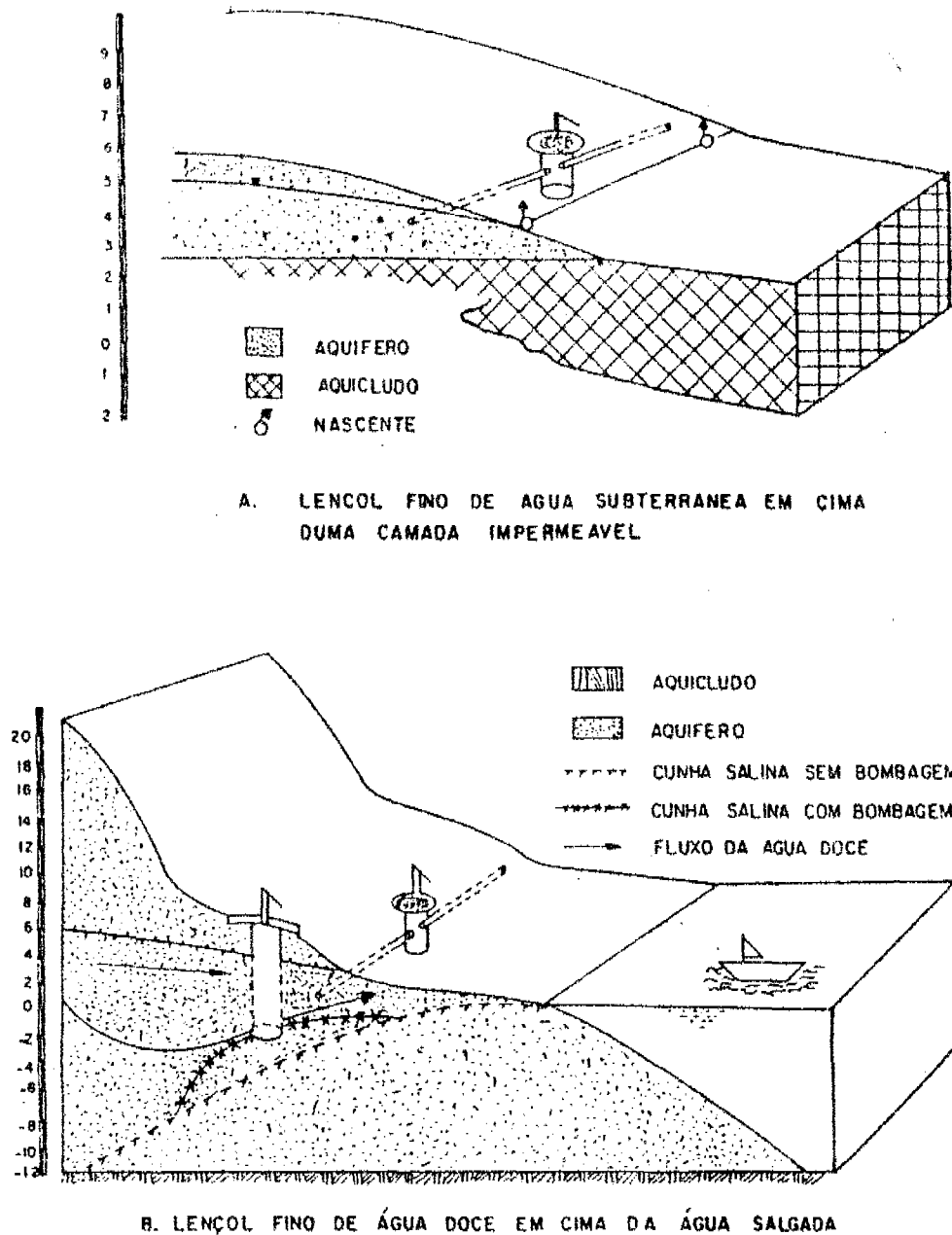


Figura 10.16 Lençóis finos de água subterrânea.

C. Outras áreas com um leito limitado de fluxo de água subterrânea

Nas zonas montanhosas, muitas fontes nascem nos sopés, em incisões (ver Figura 10.17). O caudal da nascente é muitas vezes apenas uma pequena parte do fluxo total da água subterrânea da zona.

O caudal captado para o abastecimento de água pode ser ampliado em comparação com o caudal da nascente, quando se construir um dreno filtrante a jusante da nascente. A volta do Planalto de Mueda foram construídos recentemente alguns drenos filtrantes deste tipo.

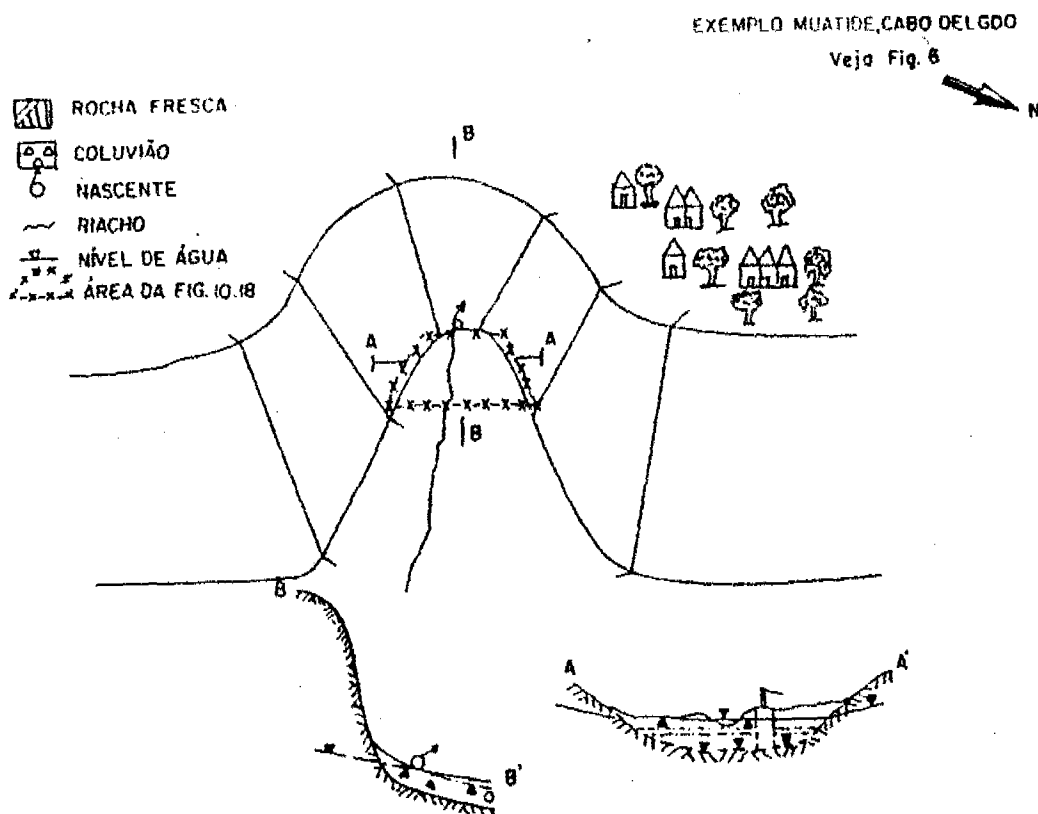


Figura 10.17 Área com um leito limitado de água subterrânea.

D. Aquíferos com permeabilidade baixa

Em aquíferos com permeabilidade baixa, mesmo o caudal pequeno duma bomba manual pode resultar em rebaixamentos demasiado altos (ver Figura 10.18). Tubos filtrantes, eventualmente ligados ao poço, na forma duma estrela, aumentam o caudal do poço com rebaixamentos menores, como por exemplo, no caso de sistema antigo da A.C. "Julius Nyerere", em Gaza. Chama-se este poço um poço radial.

Uma outra aplicação deste tipo existe nas rochas fissuradas, onde se escavam galerias sem revestimento, para aumentar o número de fissuras que fornecem água ao dreno. Este sistema já foi aplicado na Pérsia há 3000 anos, onde, até ao século sexto, haviam construídos 280.000 km dos chamados "quanats" (ver Capítulo 1) [5].

10.6.3 Exemplos

10.6.3.1 Sistema de Muatide, Planalto de Mueda ¹

O sistema de abastecimento de água de Muatide deve abastecer cerca de 25.000 pessoas. O caudal

¹ Agradece-se as informações fornecidas pelo Eng^o E. Callier e Eng^o F. Cadalambe (PRONAR) e Eng^o A.M.C. Chegado (CICAD Cabo Delgado).

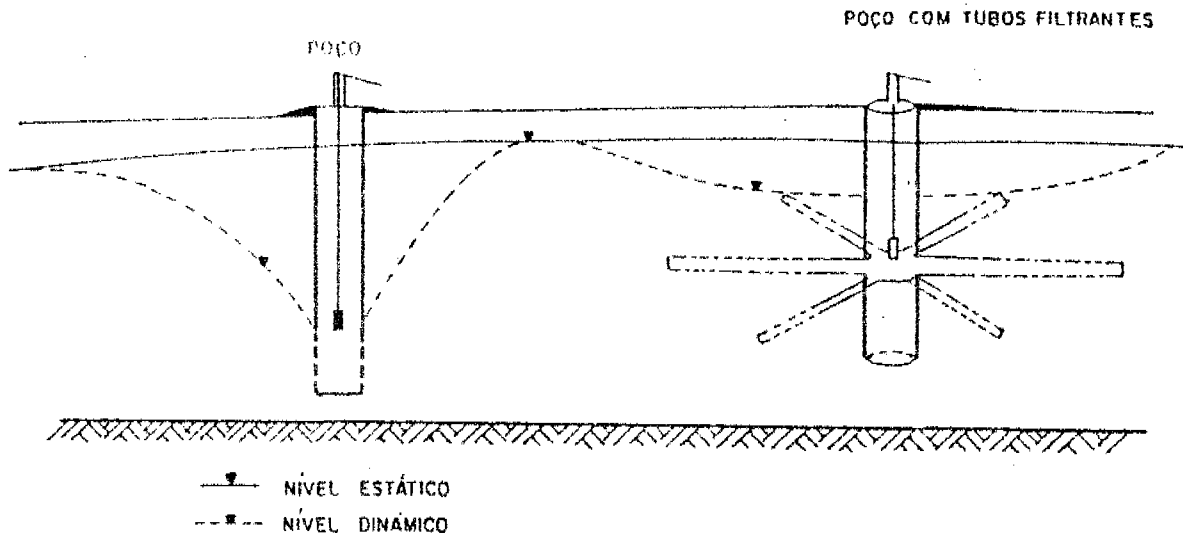


Figura 10.18 Tubos filtrantes num aquífero com permeabilidade baixa.

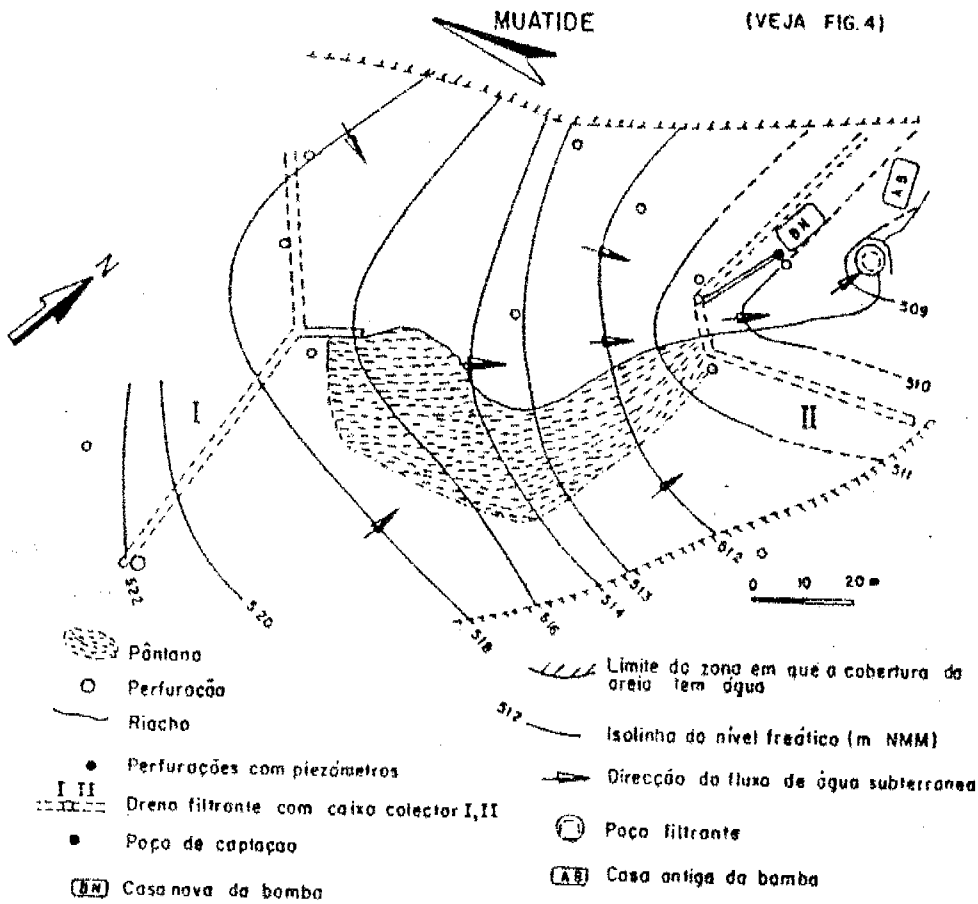


Figura 10.19 Drenos filtrantes do sistema de Muatide.

diário preciso e a vazão de $600 \text{ m}^3/\text{d}$. Estando o antigo poço filtrante há muito tempo entupido, construiu-se, em 1985, um dreno de 100 m a montante numa incisão no Planalto. O caudal deste dreno variou entre 280 e $460 \text{ m}^3/\text{d}$ ou, entre $2,8$ e $4,6 \text{ m}^3/\text{d/m}$, nos meses de Julho a Dezembro de 1987.

Com base num levantamento hidrogeológico (ver Figura 10.19) e usando a fórmula de Moody-Ribbons, foi calculado o caudal previsto dum novo dreno de 110 m de comprimento, mais a jusante, com a forma de "U", paralelo às isolinhas do nível da água subterrânea [5,7]. Chegou-se à conclusão que o caudal real pode variar entre 690 e $1.900 \text{ m}^3/\text{d}$, tomando valores da permeabilidade entre 16 e $100 \text{ m}^2/\text{d}$.

Construiu-se o novo dreno de PVC furado, primeiramente apenas num lado, com um diâmetro de 110 mm e um comprimento total de 92 m, uma profundidade média de $3,52 \text{ m}$, e uma largura média de $1,27 \text{ m}$. O envoltório consiste de três camadas de 20 cm cada: brita grossa, brita média e sarrisca. Colocou-se uma camada de betão sobre as areias.

O caudal deste dreno variou entre 410 e $610 \text{ m}^3/\text{d}$, ou entre $4,5$ e $6,6 \text{ m}^3/\text{d/m}$, nos meses de Outubro a Dezembro de 1987. Porque o dreno não foi furado em todos os lados, não se pode tirar conclusões sobre a viabilidade da fórmula do Moody-Ribbons.

10.6.3.2 Sistema da A.C. "Julius Nyerere", Gaza

A A.C. "Julius Nyerere" tem cerca de 18.000 habitantes. Construiu-se dois drenos, de dois tubos de 20 m , ligados a um poço de sedimentação e um poço de captação (ver Figura 10.20). O dreno foi construído nas areias finas das dunas. Dois depósitos elevados, ligados a uma rede de distribuição com fontenários deveriam ser abastecidos pelos drenos com cerca de $540 \text{ m}^3/\text{d}$. Mas em 1986 o primeiro dreno deu cerca de $56 \text{ m}^3/\text{d}$, e o segundo $46 \text{ m}^3/\text{d}$, ou entre $0,9 \text{ m}^3/\text{d/m}$ e $0,8 \text{ m}^3/\text{d/m}$.

Foi feito um cálculo para determinar a razão da falha dos drenos em fornecer o caudal previsto [8]. A largura entre a divisória da água subterrânea e o primeiro dreno (L), é de 3250 m , e para o segundo dreno, 2000 m . A recarga (R) da zona é de 150 mm/a , resultando num fluxo unitário para o dreno:

$$q_1 = L * R = 3.250 * 0,150/365 \\ = 1,34 \text{ m}^3/\text{d/m} \quad (10.11)$$

Da mesma maneira, calcula-se para o dreno 2:

$$q_2 = 2.000 * 0,150/365 \\ = 0,82 \text{ m}^3/\text{d/m}$$

Com o comprimento dos drenos de 60 m , o caudal máximo dos drenos (Q_{max}) será:

$$Q_{\text{max},1} = 60 * 1,34 = 80,4 \text{ m}^3/\text{d} \quad \text{e} \quad Q_{\text{max},2} = 60 * 0,82 = 49,2 \text{ m}^3/\text{d}$$

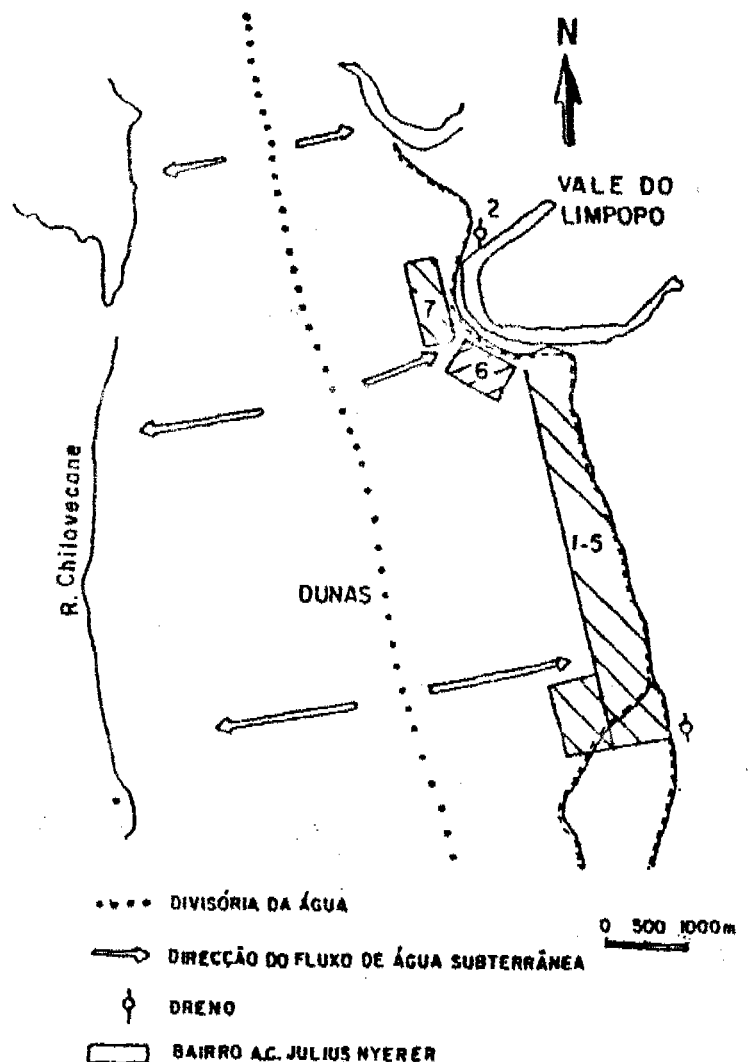


Figura 10.20 A.C. Julius Nyerere: Situação hidrogeológica e localização dos drenos.

Conclui-se que:

1. O primeiro dreno capta 70% e o segundo 93% do fluxo de água subterrânea (desprezando o efeito do fluxo radial nos fins dos drenos, resultando numa estimacão demasiado baixa do fluxo para o dreno);
2. Na altura da projeco do sistema, não se analisou a situao hidrogeológica.
3. Com o aumento do comprimento dos drenos até 320 m, captar-se- a água suficiente.

10.6.4 Avaliao econmica

A Tabela 10.2 mostra os custos aproximados da obra em Muatide, calculado pela CICAD e a estimativa dos custos dum dreno de 320 m na A.C. "Julius Nyerere"¹.

Uma alternativa que se está a estudar para o abastecimento de água no Planalto de Mueda,  a construco de furos. Um furo de 80 m de profundidade custaria cerca de US\$ 16.000. Se um furo tiver o mesmo caudal do que o dreno (necessário  de 25 m³/h), e se construísse um reservatório mais pequeno, os preços seriam comparáveis. Nestes casos, assume-se que para o aumento de abastecimento pode-se usar o sistema existente de transportao de gua.

Tabela 10.2 Custos aproximados de drenos filtrantes em US\$

	Muatide	A.C. "J. Nyerere"
1. Limpeza e escavao	2.500	6.000
2. Construco do tubo e envoltório	10.000	4.000
3. Aterro do dreno	1.400	2.500
4. Construco do reservatório	<u>9.000</u>	<u>1.500</u>
5. Total	22.900	14.000
6. Custos por metro do dreno sem reservatório	151	39
7. Custos por capacidade (em metros cúbicos por dia)	45,8	25,9

¹ Custos estimados para um reservatório de 75 m³

** Custos estimados para um reservatório de 10 m³

Na A.C. Julius Nyerere construíram-se dois furos de 97 e 105 m de profundidade, com um caudal de 720 m³/d e 1044 m³/d respectivamente. O preço de cada furo foi de cerca de US\$ 19.500, dando um total mais caro do que o preço dum dreno novo. Porém, o caudal preciso,  de 540 m³/d. Significa que o furo tem capacidade para o futuro, caso haja crescimento da populao. Além disto, os custos em termos de capacidade (por

¹ Apresenta-os os custos em US\$ calculados com os câmbios em vigor na altura da recolha dos dados.

metros cúbicos por dia) foram US\$ 27 e US\$ 19, respectivamente, numa média de US\$ 22, comparáveis até mais baixos do que os do dreno. A alternativa de uns 10 poços, com um caudal por poço de cerca de 48 m³/d, custaria cerca de US\$ 12.500, ficando mais barato, portanto. Do ponto de vista técnico, esta alternativa é menos viável, uma vez que necessita de ligações complicadas entre os poços, o que também aumentaria o preço.

10.6.5 Considerações técnicas da construção e da operação

Os problemas que se encontram durante a construção dum dreno filtrante e as suas soluções, são:

1. drenagem durante a escavação abaixo do nível de água através duma vala de drenagem para um ponto mais baixo ou bombagem;
2. queda das paredes da vala escavada abaixo do nível de água, que se evita através da construção duma parede temporária de madeira;
3. colocação de várias camadas do envoltório através duma moldagem.

Durante a operação é preciso ter as possibilidades de:

1. tirar material fino depositado nas caixas de sedimentação ou no reservatório; e
2. bombar água sob pressão no dreno para o desentupimento.

O aspecto mais importante na operação é a protecção higiénica da zona a montante do dreno, uma vez que o dreno está relativamente perto da superfície.

10.6.6 Resultados do dreno filtrante em Muatide (1987 - 1989)

Para avaliar os resultados do dreno em Muatide, deve-se comparar a necessidade com os caudais realizados. A necessidade é de 600 m³/d. O caudal do antigo dreno (n.º 1) variava no período de Setembro de 1987 até Janeiro de 1988, e de Outubro de 1988 até Janeiro de 1989, entre 3,3 e 5,3 l/s (285 a 460 m³/d). O novo dreno filtrante (n.º 2) mostrou no mesmo período valores dos caudais médios mensais entre 3,3 l/s e 6,7 l/s (285 a 580 m³/h). O maior caudal do dreno n.º 2, em relação ao dreno n.º 1, deve-se ao facto de o dreno ter sido construído a jusante da baixa, paralelamente às isolinhas do nível de água subterrânea, o que não aconteceu com o dreno n.º 1. Juntando os valores, conclui-se que geralmente o caudal era suficiente. Só no fim do período seco, o caudal médio mensal não chegou à necessidade de 600 m³/d.

10.6.7 Conclusões

1. Em condições hidrogeológicas especiais, como aluviões dum rio, um outro leito limitado do fluxo da água subterrânea, um lençol de água subterrânea de pouca espessura ou aquíferos com permeabilidade baixa, um dreno filtrante pode ser uma boa solução para o abastecimento de água.
2. A aplicação da construção mais viável dum dreno filtrante, no aluvião dum rio, aplica-se em Moçambique só em alguns sítios.

3. Exemplos dos drenos filtrantes em Moçambique mostram que:
- i. É necessário fazer um bom levantamento hidrogeológico da zona com atenção especial ao fluxo natural existente e aos valores da transmissibilidade.
 - ii. O caudal por metro de comprimento de dois sistemas bem conhecidos, varia entre 0,8 e 6,6 m³/d/m.
 - iii. Os custos da construção de drenos filtrantes são compa-ráveis com os da construção de furos e poços, ou até podem ser inferiores .

◆ *Pergunta 7. Qual é a maior restrição para a construção de drenos filtrantes em Moçambique?* ◆

10.7 ASPECTOS SOCIAIS DE CAPTAÇÕES DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

Talvez se admire o facto de encontrar num livro como este, um sub-capítulo sobre aspectos não técnicos. Desviamos da nossa profissão? Achamos que não. Apesar de não sermos especialistas em acção social ou mobilização, podemos, com base na nossa experiência, transmitir alguns avisos aos leitores:

- a. Fique com a sua profissão. Se for técnico médio de hidráulica e saneamento, não pense que, com base neste sub-capítulo, seja especialista em aspectos sociais.
- b. Se quiser concluir um projecto de água com sucesso e manter o sucesso durante bastante tempo, pense nos aspectos sociais e consulte especialistas neste ramo.
- c. Os beneficiários dum projecto de abastecimento de água, são os primeiros interessados; portanto, devem ser ouvidos desde a fase da planificação. O melhoramento do abastecimento de água numa aldeia pode ser discutido directamente com os beneficiários. Numa cidade deve ser feito em geral através de representantes.
- d. Não esqueça que são as mulheres que costumam tratar os assuntos de água ao nível da família e portanto são as principais interessadas!

Os aspectos sociais de projectos de captações de água subterrânea, podem-se dividir em:

- A. Aspectos sociais na fase preparatória do projecto;
- B. Aspectos sociais na fase da execução da obra; e
- C. Aspectos sociais durante o funcionamento da captação de água subterrânea.

A. Aspectos sociais na fase preparatória do projecto

Distinguem-se entre projectos que são iniciados pelos próprios beneficiários e projectos iniciados por estruturas governamentais. Por exemplo, uma aldeia pode solicitar um poço ou um furo à DPCA, mas também a DPCA pode incluir uma aldeia no seu plano anual sem a aldeia ter conhecimento deste plano. Embora o segundo método não seja errado, é sempre mais conveniente trabalhar com uma comunidade que solicitou a captação. Neste caso, a comunidade sentir-se-á desde o início como proprietária da fonte e portanto tomará conta da sua utilização correcta, do sua conservação e manutenção. O Programa da Participação e Educação Comunitária (também chamado "animação") do PRONAR, tem como objectivo a participação da população na obra, desde a fase da planificação e da localização da obra, criando um sentimento de responsabilidade dum proprietário pela parte da população. O programa é implantado por animadoras, são senhoras com, minimamente a 6ª classe, recrutadas através da Organização da Mulher Moçambicana (OMM) nos distritos onde vão trabalhar. As animadoras visitam as aldeias, antes e durante a construção de novas fontes, e entregam oficialmente uma nova fonte à comunidade. Trabalham em coordenação com outros ministérios e entidades, como: Saúde, Comunicação Social e OMM. Na fase preparatória distinguem-se:

- a. Sensibilização da população quanto à importância de obter água suficiente e de boa qualidade (explicar e discutir a relação entre água pura, higiene em casa e diarreia).
- b. Discussão com a população sobre os sítios pretendidos quanto à construção do(s) novo(s) poço(s) ou furo(s). Às vezes encontram-se fontes de água em boas condições sem utilização. Pode ser que a fonte foi construída num antigo cemitério ou num sítio com significado religioso. É óbvio que um dos objectivos da animação é evitar estes casos.
- c. Se, com base na pesquisa hidrogeológica, o sítio escolhido pela população, não for viável, discute-se novamente o(s) sítio(s) mais viável(eis).

B. Aspectos sociais na fase da execução da obra

Para realizar o objectivo do máximo sentimento de propriedade da fonte de água, solicita-se uma participação activa da população na sua construção. Esta participação pode ser de várias formas:

- a. Mão-de-obra. No caso da construção dum poço, os poceiros do PRONAR, que se deslocam à aldeia em brigadas de apenas dois homens - o poceiro e o seu ajudante - devem ser assistidos pela população na escavação do poço. Também na fase da preparação de betão para o acabamento dum poço ou furo ou para um outro tipo de captação pode-se dar ajuda.
- b. Caso necessário, a comunidade abre um acesso até ao lugar da obra.
- c. Caso possível, alojamento e alimentação para os poceiros ou a equipa do sondador e os seus ajudantes é fornecido.

Além disso, discute-se nesta fase quem ficará responsável (pelo menos duas pessoas, dos quais uma deve ser uma senhora) pela manutenção do poço/furo e o seu meio de extracção de água. Obviamente, a manutenção dum sistema simples, como balde com roldana ou uma bomba manual, o nível de conhecimento técnico preciso é muito menor do que no caso duma bomba eléctrica ou uma motobomba.

C. *Aspectos sociais durante o funcionamento da captação de água subterrânea*

Muitas obras de captação de água subterrânea foram bem construídas tecnicamente, mas encontram-se depois de pouco tempo, foorá de uso. Em muitos destes casos, existe uma pequena avaria e ninguém toma a iniciativa de repará-la ou de avisar o estaleiro sanitário mais próximo. A própria avaria é muitas das vezes causada pela falta de manutenção simples (pôr óleo, apertar parafusos ou porcas, limpeza dos arredores do poço e do próprio poço, etc.). Se, neste caso, uma equipa de manutenção chegar ao local, não deve executar só a reparação, mas deverá tentar sensibilizar de novo a população. ás vezes descobre-se que um poço ou furo, com uma bomba em boas condições, não é utilizada, porque a população não gosta do sabor da água, que talvez seja muito diferente do que a da fonte antiga. Neste caso, a população recorrerá à fonte antiga, normalmente poluída bacteriologicamente. Deve-se tentar de novo convencer a população dos benefícios da nova fonte. Tenta-se primeiramente de convencer algumas pessoas importantes da aldeia. Se começarem a utilizar a nova fonte, normalmente a população vai fazer o mesmo. Um aspecto muito importante, ligado ao sentimento de propriedade é a questão duma contribuição financeira pelos beneficiários, para o pagamento da fonte e/ou da água. A discussão sobre esta questão iniciou-se recentemente em Moçambique, nos anos 1989-1990. Recomendamos aos futuros leitores para contactarem o PRONAR ou a DPCA, se quiserem saber o resultado do actual debate.

Se agora encontrar uma bomba fora de funcionamento, não pense só na possibilidade de tal facto ter sido causado por aspectos sociais. Nem sempre se usa bombas de boa qualidade, e nem sempre eles são montadas devidamente. Também há casos em que não se acaba bem o poço ou furo, ou não se continuou de escavar o poço até uma profundidade devidamente suficiente. Antes de culpar os aldeões, é melhor verificar se os próprios construtores da obra não falharam!

- ◆ *Pergunta 8. Imagine que você seja responsável dum EPAR pela construção de poços, e uma das animadoras deve dirigir a primeira reunião com a população duma aldeia sobre um novo poço. Que componentes recomendaria à animadora para incluir na sua palestra?* ◆

Podemos concluir que o sucesso duma captação de água subterrânea depende muito da boa interacção entre aspectos técnicos, sociais e organizativos. Ao nível técnico, procura-se meios de extracção que podem ser mantidos pelos aldeões (preferivelmente pelas mulheres). Uma boa integração dos aspectos sociais deve garantir que a população se sinta a dona da obra. É a DPCA que deve organizar um sistema para executar reparações de maior vulto, através do EPAR.

Respostas às perguntas

1. Pode-se concluir que em 50 a 80 % das zonas de Moçambique, em que a população rural vive, encontra-se água subterrânea doce numa profundidade de 12 a 15 metros no máximo ou uma camada permeável numa profundidade de menor de 15 a 20 m. A camada aquífera será de tal transmissibilidade que um caudal maior do que 1 m³/h (em zonas com carência de água: maior do que 0,5 m³/h) dum poço esteja garantido durante todo o ano.
2. Óbvio, 1150 a 1550 mil meticais (ou US\$ 1250 a US\$ 1680) é muito dinheiro, se quiser construir um poço para o seu quintal só. Por outro lado, se o poço for feito para servir uma comunidade de 100 famílias ou 500 pessoas, o preço é 11,5 a 15,5 mil meticais (ou US\$ 12,50 a US\$ 16,80) por família. Em comparação com os vencimentos, especialmente nas zonas rurais, é muito dinheiro.
3. A nossa opinião é a seguinte. Distinguimos na nossa resposta entre as bacias sedimentares e o complexo cristalino do País.
 Nas bacias sedimentares (a maior parte do Sul e o Centro do País e algumas partes do Norte do País (ver Capítulo 5)), e especificamente nas zonas onde se encontram formações não-consolidadas, o método de percussão e o método rotativo com injeção de água ou lama, podem ser utilizados para pequenas profundidades. Para furos profundos (maiores do que 50 -80 m) recomendamos o método rotativo de injeção de água ou lama, por causa da lentidão do método de percussão. Também, nas zonas em que se deve perfurar rochas sedimentares, será melhor usar o método rotativo com injeção de água ou lama, por causa da mesma razão.
 No complexo cristalino, a principal zona de interesse é a parte inferior da zona da meteorização. Uma vez que a espessura desta camada raramente ultrapassa 50 m, pode-se aplicar perfeitamente o método de percussão. Como segunda alternativa, por exemplo, se se quiser construir rapidamente furos dentro dum programa de emergência, recomendamos o método rotativo com injeção de água ou lama. O método rotativo com injeção de ar, na nossa opinião, só se deve recomendar, quando for preciso perfurar nas rochas duras, por exemplo, se a zona de meteorização for muito argilosa, e se se dever aproveitar a permeabilidade da própria rocha dura ou zonas de fracturação cobertas por camadas duras. De facto, trata-se dum nova tecnologia em Moçambique, cuja introdução deve ser acompanhada pela formação dos sondadores.
4. O rendimento dum furo é o quociente do rebaixamento medido no limite da zona da influência do furo e o rebaixamento dentro da tubagem final. Teóricamente, pode ser 100%, mas na prática tal nunca acontece, por causa das perdas da carga dentro do envoltório e nas ranhuras do filtro. A própria escolha do material do envoltório e o do filtro, pode aumentar o rendimento do furo.
5. Com os dados obtidos pode-se concluir que um furo de 20 metros custa, em média, 20*127.000 Mts ou 2.540.000 Mts (US\$ 2.750,00). Uma bomba manual custará mais que 700.000 Mts (ver Tabela 10.1), chegando aos custos totais de cerca de 3.200.000 Mts (cerca US\$ 3.500,00). Óbvio isto é muito dinheiro

se quiser construir um furo para o seu quintal só. Nota-se também que os custos são aproximadamente duas vezes mais altos do que para um poço de 15 a 20 metros de profundidade. Se se quiser ou ter que construir um furo de 100 metros, os custos sobem cerca de cinco vezes. Neste caso, trata-se dum investimento muito caro.

Por outro lado, se um furo, de 20 metros de profundidade, for feito para uma comunidade de 100 famílias ou 500 pessoas, o preço é cerca de 32 mil meticals (ou US\$ 25,00 a US\$ 16,80) por família. Em comparação com os vencimentos, especialmente nas zonas rurais, é muito dinheiro. Se for necessário construir um furo de 100 metros, o preço por família aumentaria a 160 contos.

6. O nível de água está quase sempre perto da superfície a montante da nascente. Quer dizer que uma poluição do terreno nesta área pode influenciar rapidamente a água subterrânea. Também a distância até à própria nascente ainda será pequena, pois o risco é alto que a poluição não seja decomposta. Por causa disso, recomenda-se não usar a zona a montante duma nascente captada para construir latrinas, pastagem, ou agricultura, com uso de fertilizantes e pesticidas, até pelo menos 100 m, a montante da nascente captada.
7. É uma tecnologia bastante complicada, devido ao facto, de se ter que escavar sobre uma certa distância bastante grande abaixo do nível de água subterrânea. O facto de se construírem drenos que funcionam bem, prova que é possível aplicá-la.
8. Para serem incluídos na palestra, recomenda-se, pelo menos, os componentes seguintes:
 - a. explicar o motivo da reunião;
 - b. apresentação simples e clara sobre o que é o EPAR e o que faz;
 - c. indicar a relação entre água poluída das fontes de água tradicionais e doenças como diarreia;
 - d. explicar que a água dum poço tem normalmente uma melhor qualidade, mas que é preciso tratá-la higiénicamente no caminho e em casa.
 - e. explicar as fases do trabalho (reunião, pesquisa, nova discussão, execução da obra, entrega da obra e depois a limpeza e manutenção); e
 - f. sublinhar a importância da participação da população, e solicitá-la.

Exercícios

1. Deve-se abrir um novo poço numa aldeia, que será equipado com uma roldana. Com base nos dados duma pesquisa, com trado manual, sabe-se que, normalmente, o nível de água está entre 2 e 4 m de profundidade no período de chuvas, e entre 4 e 6 m na estiagem. A litologia que se espera é:

Profundidade (m)	Litologia
0 - 1,0	Areia argilosa com terra vegetal
1,0 - 2,5	Argila arenosa
2,5 - 4,0	Areia média
4,0 - 6,0	Areia fina
6,0 - 7,0	Argila
7,0 - 10	Areia grosseira

Faça o desenho do poço indicando a sua profundidade e a posição dos vários tipos de manilhas, e explique o seu desenho.

2. Pode dar uma ordem da grandeza dos custos do investimento por m^3 de água fornecida dum poço com bomba manual. Pode assumir que o poço fica a funcionar durante 10 anos.
3. Indique, na ordem crescente, a possibilidade de participação dos aldeões na construção dum furo manual, dum furo mecânico e dum poço. Explique a sua resposta.
4. Numa perfuração de pesquisa numa aldeia com 2500 pessoas encontrou-se as camadas que seguem:

Profundidade (m)	Litologia
0 - 19	Areia fina
19 - 40	Argila arenosa
40 - 60	Areia média a grosseira ($D_{10} = 0,25$; $D_{15} = 0,30$; $D_{30} = 0,35$; $D_{50} = 0,45$; $D_{60} = 0,50$; $D_{85} = 0,75$: valores em mm).

O nível de água encontrou-se aos 27 m de profundidade.

Desenhe o tipo de captação com todos os seus detalhes que acha serem próprios, sabendo que se planeia construir um furo só com fontanários.

5. Será necessária montar uma torneira nos tubos de saída da captação duma nascente do tipo indicado na Figura 10.12? Descreva os argumentos pro e contra e tire a sua conclusão.
6. Numa aldeia montanhosa vivem 1.500 pessoas. Executou-se uma pesquisa hidrogeológica, no fim do período das chuvas, numa incisão nas montanhas. A sua parte exterior (a parte mais larga) tem uma largura de 100 m, a profundidade média até a rocha dura é de 3,5 m, e o nível médio de água encontra-se aos 0,75 m de profundidade. Determinou-se o gradiente hidráulico como 0,0248, e a permeabilidade do material coluvial é de 9 m/d. O caudal de água subterrânea nessa incisão é suficiente para abastecer a aldeia através dum dreno filtrante ligado a fontanários?
7. Uma brigada de manutenção dum EPAR encontra numa aldeia um poço com bomba manual no estado seguinte:

- a ligação entre a manivela da bomba e o pistão está partido;
- a bomba não está fixa no laje. As porcas que a deveriam fixar, não estão;
- a tampa de inspeção foi tirada do seu lugar e não se encontra;
- no fundo do poço encontram-se:
 - * 2 baldes com cordas
 - * 10 latinhas com cordas
 - * 5 pratos
 - * 3 garrafas
 - * 1 brinceta (carrinho feito por fios de ferro e tampas plásticas)
 - * 6 colheres.
 - * 2 botas

Qual será a conclusão da brigada de manutenção, e o que vai fazer?

Referências

1. DHV, 1979. Shallow Wells.
2. IRC, 1981. Small Community Water Supplies. Technical Papers Series no. 18.
3. Todd, D.K., 1959. Groundwater Hydrology.
4. DNA, 1987. Notícia Explicativa da Carta Hidrogeológica de Moçambique (em impressão).
5. DNA, Secção de Geohidrologia, 1987 sistema de captação de água subterrânea para Muatide, Planalto de Mueda.
6. Monzavi, M.T., 1981. Unterirdische Wasserfangungen - Kanate im Iran, Wasser und Boden, 10, 1981, p. 478 - 481.
7. US Department of the Interior, 1981. Ground Water Manual.
8. DNA, Secção de Geohidrologia, 1986. Sistema de Abastecimento de Água à A.C. Julius Nyerere.

11 ENSAIOS DO AQUÍFERO, FURO E POÇO

11.1 INTRODUÇÃO

Ao construir-se uma captação de água subterrânea, já se tem quase sempre uma ideia sobre o caudal que se espera. Normalmente, a entidade de construção menciona, no seu anteprojecto, uma estimativa do caudal na forma de limites. Pois o teste mais simples dum furo ou dum poço, é de bombá-lo com o caudal previsto, e controlar se o furo aguenta-o ou não. Além deste teste básico, existem outros ensaios, que criam possibilidades de calcular as características hidráulicas do aquífero e as do furo, através da medição do caudal do furo ou poço e do rebaixamento dentro do cone de depressão.

Neste capítulo, trataremos dos quatro grupos de ensaios: ensaio do aquífero, ensaio escalonado do furo, ensaio simples do furo e ensaio do poço. Porque uns métodos dos ensaios de furo ou poço são simplificação dos métodos dos ensaios de aquífero, começa-se com o primeiro método.

Apresentar-se-á de novo muitas fórmulas. Nenhuma fórmula deve ser aprendida de cor. Se se compreender as derivações que apresentamos, já será suficiente. O mais importante é que se deve ser capaz de aplicar os métodos apresentados. Para este fim, aproveitamos no parágrafo 11.8 um resumo de todos os métodos tratados.

Depois de se ter estudado o conteúdo deste capítulo, espera-se que você:

- a. Saiba explicar as diferenças em objectivos, a execução e os resultados entre os vários tipos dos ensaios.
- b. Seja capaz de explicar as suposições feitas para todos os métodos.
- c. Saiba aplicar todos os métodos tratados.
- d. Possa avaliar com base nos dados dum ensaio escalonado dum furo, se o furo foi bem construído ou não.

11.2 GERAL

Distinguem-se cinco tipos de ensaios relacionados com as obras hidráulicas das captações de água subterrânea:

- a. Ensaio de aquífero
- b. Ensaio escalonado de caudal dum furo

- c. Ensaio de caudal (simples) dum furo
- d. Ensaio de caudal (simples) dum poço
- e. Ensaio de recuperação

a. *Ensaio de aquífero*

Neste ensaio, bomba-se água dum furo e mede-se a reacção do nível de água, num certo número de furos de observação de pequeno diâmetro (piezómetros) (no mínimo 1), a certas distâncias do furo bombado. Mede-se também a recuperação.

Como se compreende, com base nos nomes dos ensaios, o primeiro tipo dá especial atenção à testagem das características da **zona do aquífero**, que se encontra fóra da zona do furo (o conjunto de tubagem, filtros e envoltório) (ver Figura 11.1). O ensaio é o mais complicado e o mais caro, embora seja o único método para conhecer o aquífero e o comportamento do mesmo. O teste dá informação sobre a transmissibilidade (o produto da permeabilidade, K , e a espessura do aquífero, H), o coeficiente de armazenamento, S , e eventuais resistências hidráulicas, e , dos aquitardos. Os resultados obtidos permitem um cálculo não só do equilíbrio resultando após muito tempo (níveis permanentes), mas também um cálculo com base na mudança dos níveis, como função do tempo de bombagem (níveis dinâmicos). Este método é indispensável no caso de se prevêr a construção dum campo de furos, exigindo quantidades de água consideráveis.

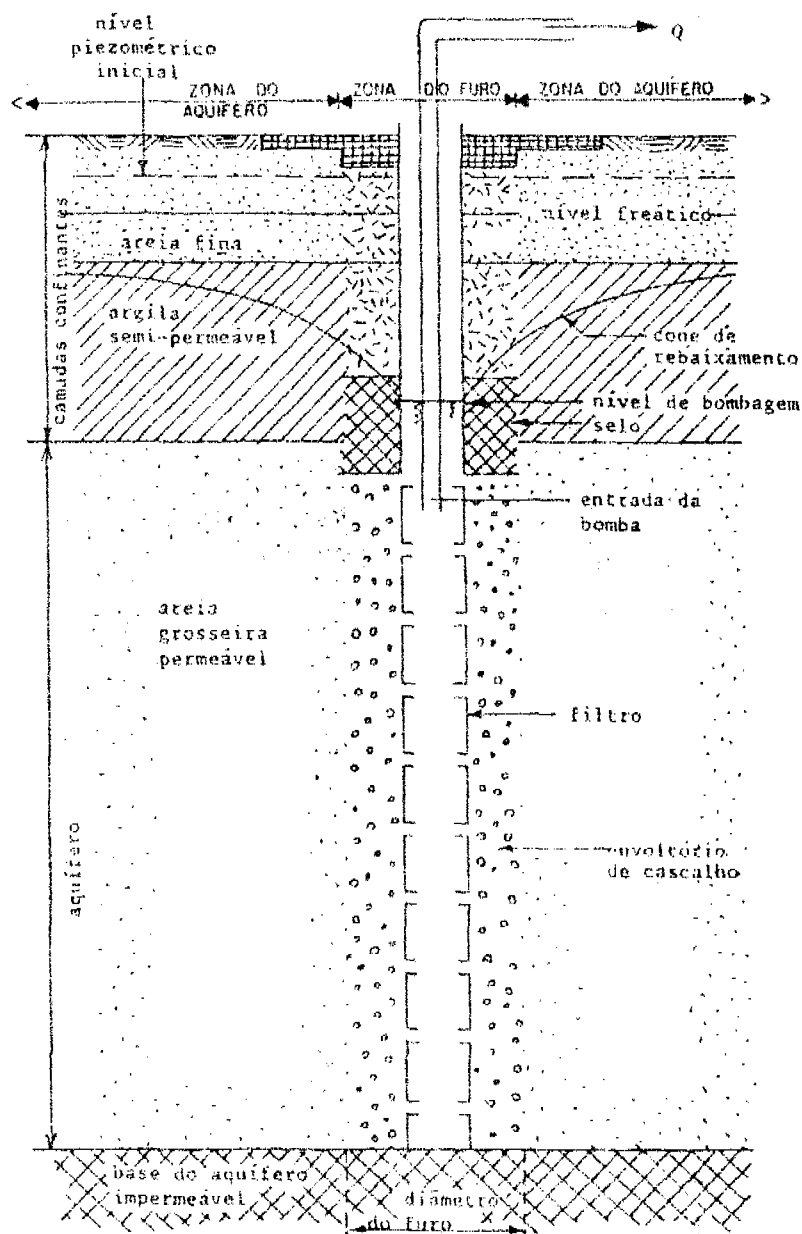


Figura 11.1 Furo bombado num aquífero semi-confinado

b. *Ensaio escalonado de caudal dum furo*

Bomba-se água dum furo com, pelo menos, três caudais crescentes durante intervalos, que são de uma tal duração que se estabelece quase uma situação estática, quanto ao nível de água no furo. Durante as fases de bombagem, mede-se o nível de água no furo. Depois de se desligar a bomba (após o último caudal máximo), mede-se a recuperação.

O ensaio de caudal escalonado dá especial atenção à testagem das características da zona do furo. Este ensaio, se for bem executado, fornece informações sobre o rebaixamento do nível dentro da tubagem, relativo ao nível da água no aquífero fóra da zona do furo. Isto permite uma avaliação sobre a qualidade do acabamento do furo, do envoltório e da eficiência do furo em termos de caudal fornecido por metro de rebaixamento. O caudal por unidade de rebaixamento, é chamado o **caudal específico**, que normalmente é uma função não linear do caudal. O ensaio permite a determinação do caudal máximo do furo, e a selecção da bomba apropriada. Este método deveria ser executado em qualquer furo usado para um ensaio de aquífero, ou em todos os furos dum campo de furos, ou furos individuais com caudal previsto, maior do que 10 m³/hora.

c. *Ensaio de caudal (simples) dum furo*

Bomba-se água dum furo com um caudal constante e durante a bombagem mede-se o nível de água no furo. Depois de se desligar a bomba, mede-se a recuperação do nível de água no furo.

No ensaio simples de furo, usa-se métodos aproximados de interpretação. As medições dão dados sobre a transmissibilidade do aquífero e fornecem uma relação estimativa entre o caudal bombado e o rebaixamento do nível de água nos furos. O ensaio é o mais simples e deveria ser executado em qualquer furo.

d. *Ensaio de caudal (simples) dum poço*

A execução do ensaio dum poço é igual ao ensaio simples dum furo, embora seja diferente a sua interpretação. Especialmente, a fase de recuperação dá problemas com respeito ao desenvolvimento de fórmulas para sua interpretação. O problema é que o armazenamento da água no poço não é desprezável relativamente ao volume de água bombado. Algumas fórmulas analíticas existem para a fase de rebaixamento. Para a fase de recuperação, ao contrário do caso dum furo, existem só métodos aproximativos para a determinação da transmissibilidade. O ensaio dá também uma indicação da capacidade do aquífero para encher o poço após o seu vaziamiento, dentro dum certo tempo. O ensaio do poço deveria ser executado em qualquer poço, após o seu acabamento.

e. *Ensaio de recuperação*

É o ensaio que conclui cada um dos ensaios anteriores, porque se utilizam as medições da subida dos níveis de água (a recuperação), depois de se ter desligado a bomba. De facto, faz parte de qualquer ensaio e é aplicado não só nos piezómetros dum ensaio de aquífero, mas também nos furos bombados. Então, também se aplica o método no ensaio de caudal escalonado, bem como nos ensaios simples de furos. A interpretação do ensaio, através do método do Theis, dá uma boa indicação do valor para a transmissibilidade, KH.

O ensaio de recuperação e a sua interpretação num poço, é mais complicado e é tratado separadamente em conjunto com outros métodos de ensaio no poço.

A Tabela 11.1 mostra um resumo das especificações dos vários tipos de ensaios. Para mais informações consulta-se a referência [2] e a bibliografia.

♦ *Pergunta 1. Em qual (quais) ensaio(s) estarão interessados especialmente as três instituições seguintes:*

- *Um instituto de investigações hidrogeológicas*
- *Uma empresa construtora de furos*
- *Um dono dum furo?*

11.3 EXECUÇÃO DUM ENSAIO DE AQUÍFERO

Na maioria das investigações regionais de água subterrânea, os custos altos dos ensaios do aquífero e os fundos limitados disponíveis, normalmente só permitem a execução dum número limitado destes ensaios.

Tabela 11.1 Vantagens e desvantagens de tipos de ensaios

TIPO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
A. Ensaio de aquífero (furo bombado e piezómetros) e recuperação	<ol style="list-style-type: none"> 1. mais pontos de observação, dando mais confiança 2. aplicação de vários métodos, dando mais confiança 3. dá características do aquífero (KH, S e c, e peculiaridades eventuais como inclinações e limites do aquífero) 	<ol style="list-style-type: none"> 1. muito trabalho preparatório 2. organização da equipe de observações durante o ensaio 3. leva muito tempo

TIPO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
	4. estimativa do caudal específico do furo	4. elaboração dos dados complicada 5. é caro
B. Ensaio escalonado do furo (só furo bombado com pelo menos 3 caudais, e recuperação)	1. dá informação sobre o comportamento do furo e o seu acabamento 2. dá KH 3. dá relação exacta entre o rebaixamento e o caudal 4. permite a determinação do caudal máximo 5. usa-se na fiscalização	1. às vezes é difícil medir o nível de água no furo bombado por causa do espaço limitado entre a tubagem e o tubo da elevação 2. leva bastante tempo 3. elaboração de dados relativamente difícil
C. Ensaio de furo (só o furo bombado, 1 caudal e recuperação)	1. rápido e simples 2. executa-se em qualquer furo (também num furo de produção) 3. dá KH do aquífero 4. estimativa do caudal específico	1. às vezes é difícil medir o nível da água no furo bombado por causa do espaço limitado entre a tubagem e o tubo de elevação 2. não dá informação sobre a qualidade do acabamento do furo
D. Ensaio de poço (só o poço, 1 caudal e recuperação)	1. simples 2. executa-se em cada poço 3. dá estimativa da KH 4. dá ideia do armazenamento do poço	1. interpretação dos dados. é difícil e com base numa estimativa
E. Ensaio de recuperação	1. simples 2. dá KH 3. aplicável em piezómetros e furos bombados	1. o método é mais aproximado para poços

Às vezes, é possível executar um ensaio do aquífero num furo existente; contudo, as condições não seriam ideais como se fosse feito um furo especialmente para este fim. Em baixo assume-se que o furo bombado e os furos de observação foram perfurados especialmente para o ensaio.

11.3.1 Selecção do sítio do ensaio do aquífero

No processo de selecção do ensaio do aquífero, é necessário satisfazer as condições que se seguem:

- As condições hidrogeológicas deveriam ser representativas da área considerada;
- O pessoal e equipamento deveriam ser capazes de chegar facilmente ao local do furo;
- Deveria ser possível descarregar a água bombada para fóra da área afectada pela bombagem, prevenindo assim a re-entrada da água para o aquífero; e
- O gradiente natural do lençol freático ou da superfície piezométrica deveria ser pequena.

11.3.2 O furo bombado

O furo bombado é um furo do diâmetro e da profundidade suficiente, com um filtro instalado nas camadas mais permeáveis do aquífero e ligado com a superfície através dum tubo. O diâmetro do furo é geralmente entre 10 e 30 cm, dependente do tipo da bomba usado, enquanto que o tipo da bomba depende da descarga desejável e a elevação de bombagem permissível (ver Anexo 3). Possivelmente, o comprimento do filtro deveria ser igual à espessura total saturada do aquífero (ou pelo menos 90%), de maneira a que o fluxo, durante a bombagem, seja essencialmente horizontal. Um tal furo é chamado um furo de penetração completa (furo completo).

A sua vantagem é que os dados de rebaixamento, a serem analisados, não precisam de ser corrigidos.

No caso dum aquífero ser espesso (> 15 a 20 m), às vezes instala-se filtros mais curtos do que a espessura do aquífero. Em tais furos de penetração parcial, os componentes verticais do fluxo influenciarão as medições de rebaixamento dentro duma distância radial, aproximadamente igual à espessura do aquífero (ver a Figura 11.2). Antes da sua análise, os dados de rebaixamento devem ser corrigidos para eliminar estes componentes verticais do fluxo.

11.3.3 Selecção da bomba para o furo a ser bombado

Antes de começar o ensaio do aquífero, é preciso determinar a capacidade do furo, para seleccionar o tipo e capacidade apropriada da bomba a ser usada durante o ensaio.

Para este fim, executa-se um ensaio de caudal escalonado (ver introdução) para determinar o caudal máximo possível para o período de ensaio. Uma análise mais profunda é apresentada no parágrafo 11.5. Basta mencionar aqui que o caudal deve ser o maior possível, para produzir rebaixamentos medíveis num raio máximo possível, por exemplo, a 500 m do furo. Além disso, um caudal máximo reduz o mais possível os efeitos das mudanças do nível, não devidas à bombagem.

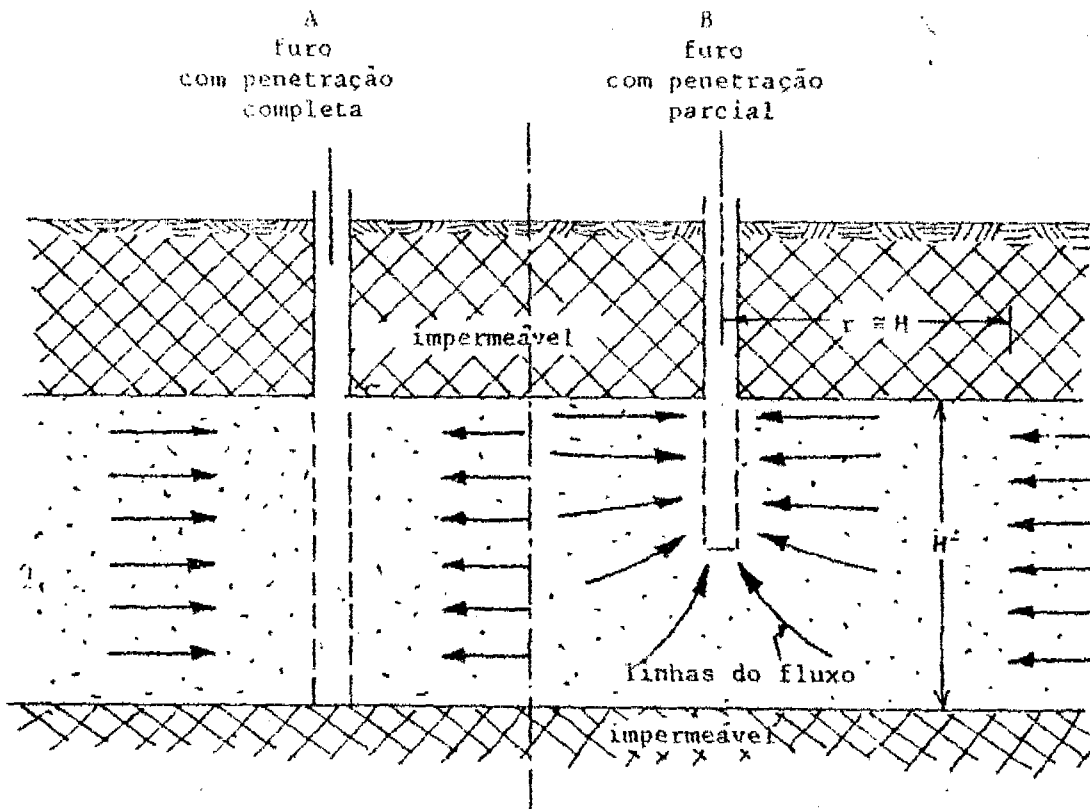


Figura 11.2 Exemplo dum furo com penetração completa (A) e furo com penetração parcial (B).

11.3.4 Piezômetros e furos de observação

Uma vez que o sítio do furo de bombagem tenha sido escolhido, deve-se tomar uma decisão sobre o número e a profundidade dos piezômetros ou furos de observação, e as suas distâncias, a partir do furo de bombagem.

A. Número e profundidade de piezômetros

A maioria dos métodos de análise, exige dados, pelo menos, de dois piezômetros, cujos filtros são localizados no aquífero. Contudo, recomenda-se que sejam instalados três ou mais. Além disso, se for possível, é necessário instalar-se tudo ou parte do seguinte:

- Piezômetros pouco profundos na camada acima do aquífero semi-confinado, a fim de verificar as mudanças do nível freático;
- Piezômetros acima e em baixo das intercalações de grão fino no aquífero, a fim de procurar saber se estas intercalações de grão fino no aquífero, devem ser consideradas como camadas confinantes (camadas de resistência hidráulica);
- Piezômetros na camada aquífera em baixo da base do aquífero, a fim de se verificar se na verdade esta base é impermeável;

- Um piezômetro no envoltório do furo de bombagem, para determinar se o filtro induz perdas de carga de entrada significativas.
- um piezômetro fóra do raio de influência do furo de bombagem, para registar mudanças do nível piezométrico, cuja causa não é a bombagem.

B. Distâncias

Não se pode oferecer uma regra fixa para as distâncias entre os piezômetros e furos de observação e o furo bombado. O melhor guia é a experiência ganha durante os ensaios do aquífero em aquíferos semelhantes. Todavia, dever-se-á considerar os seguintes pontos:

- a. **Tipo de aquífero.** Em aquíferos freáticos, a propagação do rebaixamento é bastante lenta, porque a água libertada do armazenamento vem na sua maior parte da drenagem da zona acima do lençol freático decrescente. Neste caso, os piezômetros não deveriam ficar muito longe do furo de bombagem. Os aquíferos semi-confinados têm uma reacção mais rápida (dependente da resistência hidráulica da camada semi-permeável confinante); então as distâncias podem ser maiores.
- b. **O valor da condutividade hidráulica K e o coeficiente de armazenamento S .** Se K for grande e S pequena, o cone de rebaixamento (ou cone de depressão), provocada pela bombagem, é extenso e plano; se K for larga, o cone é apertado e escarpado (abrupto). Então, no primeiro caso pode-se permitir distâncias maiores do que no segundo caso.
- c. **Caudal de bombagem.** A bombagem com um grande caudal vai causar um rebaixamento e um cone de depressão maior do que a bombagem com um caudal pequeno. No primeiro caso, pode-se colocar os piezômetros mais afastados do furo do que no segundo caso.
- d. **A posição do filtro.** Caso o furo de bombagem tenha penetração completa, a água vai escoar horizontalmente para o furo. Podem-se fazer medições seguras do rebaixamento, mesmo perto do furo. Por outro lado, se o furo tiver uma penetração parcial, o piezômetro mais perto deveria ser instalado a uma distância do furo bombado, pelo menos igual à espessura do aquífero. Mais perto do furo, os componentes verticais do fluxo influenciam o rebaixamento e deve-se aplicar métodos de correcção bastante complicados.

Embora muito dependa das condições locais, para uma série de seis piezômetros num aquífero semi-confinado, pode-se propor o seguinte esquema (ver Figura 11.3):

Piezômetro	
1	< 1 m do furo (por exemplo no envoltório)
2	1 - 3 m do furo
3	3 - 10 m do furo
4	10 - 30 m do furo
5	30 - 100 m do furo
6	> 300 m do furo (fóra do raio de influência)

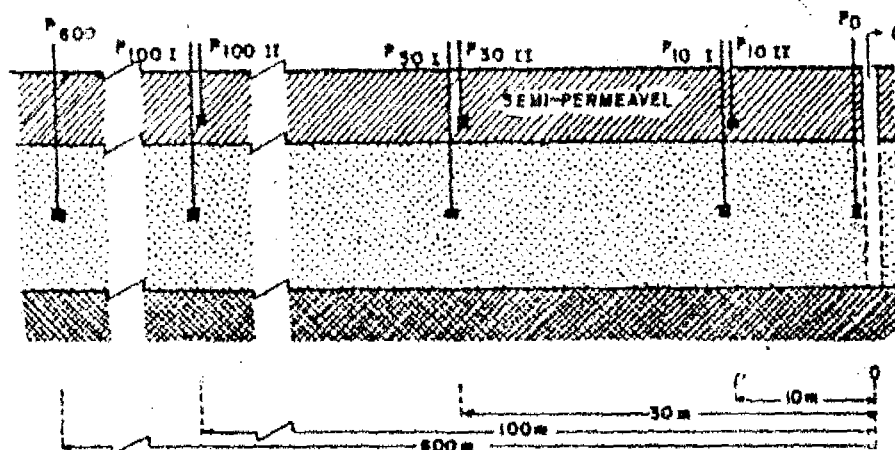


Figura 11.3 Exemplo duma série de piezômetros. O primeiro índice refere a distância em m até o furo bombeado; o segundo índice indica a camada em que é colocado o piezómetro.

11.3.5 Medições durante a execução do ensaio

As medições a serem feitas durante um ensaio do aquífero, podem-se dividir em dois grupos:

- Medições dos níveis de água nos furos e nos piezómetros; e
- Medições do caudal.

Como a posição natural do lençol freático pode ser afectada por muitos factores, como mudanças na pressão barométrica e nos níveis das águas superficiais adjacentes, fluxo natural de água subterrânea a recarga, estes possíveis efeitos deveriam ser medidos, caso se espere um ensaio de duração muito longa. Desta maneira, pode-se explicar e corrigir as anomalias nos valores de rebaixamento.

A. Medições do nível de água

Medições antes e depois do ensaio de aquífero

As mudanças naturais das alturas hidráulicas, ocorrendo no aquífero (as mudanças além das causadas pela bombagem), deveriam ser conhecidas antes de se começar um ensaio. Por isso, alguns dias antes do ensaio, dever-se-á medir os níveis de água nos piezómetros e nos furos de observação, duas vezes por dia (esperando uma mudança uni-direccional), ou de hora a hora (esperando uma flutuação sinusoidal). A última mudança é um aspecto comum nos aquíferos costeiros ou nos vales com níveis do rio sujeitos a marés.

Dever-se-á traçar um gráfico para cada furo de observação para determinar a tendência da mudança da altura hidráulica. Se o gráfico indicar que a tendência não vai mudar durante o ensaio, pode-se começar a bombear.

Depois do acabamento do ensaio, e depois da recuperação completa do nível de água, dever-se-á fazer mais uma vez medições do nível nos furos de observação, uma vez ou duas vezes por dia durante dois a três dias seguintes. Estes dados completam o hidrográfico do furo, que permite a determinação final das mudanças naturais do nível de água. Esta informação usa-se para deduzir os rebaixamentos observados devidos só à bombagem.

Frequência das observações

A parte mais importante dum ensaio do aquifero, é a medição da profundidade até à água nos furos de observação, nos piezómetros e no furo bombado. Estas medições dever-se-ão fazer muito frequentemente e deverão ser o mais exacto possível. No início do ensaio, os níveis baixam muito rapidamente e deverão ser registados em intervalos curtos. Depois pode-se aumentar a duração dos intervalos, durante a continuação do ensaio, porque na análise o factor de tempo entra da forma logarítmica.

A Tabela 11.2 mostra um esquema dos intervalos para os piezómetros perto do furo bombado, onde a reacção é mais rápida. Este esquema deve ser alterado para acomodar as condições locais e o número de pessoal disponível.

Tabela 11.2 Variação dos intervalos do tempo entre as medições em piezómetros perto do furo bombado.

Tempo desde o início da bombagem		Intervalo do tempo
0	- 2 minutos	aprox. 10 segundos
2	- 5 minutos	30 segundos
5	- 15 minutos	1 minuto
15	- 50 minutos	5 minutos
50	- 100 minutos	10 minutos
100 minutos	- 5 horas	30 minutos
5 horas	- 48 horas	60 minutos
48 horas	- 6 dias	3 vezes por dia
6	- fechamento da bomba	uma vez por dia

Para os piezómetros mais afastados do furo e para os piezómetros em camadas semi-permeáveis, acima ou em baixo do aquifero, não se precisa fazer medições com intervalos curtos durante os primeiros minutos do ensaio.

Equipamento de medição

A profundidade até à água nos piezómetros, pode-se medir, com bastante exactidão, com os aparelhos que se seguem: (ver também Figura 8.6):

- fita de aço, flutuador;
- fita eléctrica ou sonda acústica; ou
- fita molhada.

Estes métodos permitem uma exactidão de meio centímetro até dois milímetros e são convenientes para medir as mudanças rápidas no nível de água ocorrentes perto do furo bombado.

Os limnógrafos (registadores automáticos do nível de água) reduzem bastante o volume do trabalho necessário e permitem uma melhor organização.

Todas as medições dos níveis de água, deveriam preferivelmente ser anotadas numa ficha especialmente feita para isso, como, por exemplo, a apresentada na Figura 11.4. Durante o ensaio do aquífero traça-se curvas de rebaixamento-tempo no papel semi-logarítmico, para cada piezómetro (o tempo em minuto na escala logarítmica, e o rebaixamento em cm ou mm na escala linear). Estes gráficos usam-se para verificar se o ensaio está a andar bem e para decidir quando é que se pode cessar com a bombagem.

Medições de recuperação

Depois de desligar a bomba, os níveis de água no furo bombado e nos piezómetros subirão rapidamente, mas, ao longo do tempo, a taxa da subida diminui. A medição da taxa de subida chama-se o ensaio de recuperação.

A análise do ensaio de recuperação pode ser usada para verificar os cálculos baseados nos dados de rebaixamento durante a bombagem.

No caso do caudal do furo não ficar constante durante o período de bombagem, os dados de recuperação são mais seguros do que os dados de rebaixamento recolhidos durante a bombagem. As medições de recuperação deveriam seguir o mesmo esquema de registo como aplicado durante a bombagem.

B. Medições do caudal

As medições de caudal deverão ser feitas, pelo menos, uma vez por hora, e o caudal deveria ser ajustado para mantê-lo constante. As regulações podem ser feitas através duma válvula no tubo de descarga ou pelo ajustamento da velocidade da bomba. Contudo, a válvula permite um melhor controlo.

Medições apuradas do caudal podem ser feitas com um contador de água, no caso do tubo estar cheio. Se a água descarregada passa numa vala, pode-se medir o caudal através de um descarregador. Um outro método simples e bastante seguro é a medição do tempo necessário para encher um tambor de certo volume. Este método pode-se usar só no caso do caudal ser pequeno.

11.3.6 Duração do ensaio do aquífero

O problema de quantas horas de bombagem são precisas para um ensaio de aquífero, é difícil de responder, porque o período de bombagem depende do tipo de aquífero ensaiado. Como já foi dito, o cone de depressão desenvolve-se muito rapidamente no início do ensaio, mas, durante a continuação da bombagem, alarga-se e aprofunda-se com uma taxa decrescente, porque para cada metro de expansão horizontal do cone torna-se disponível um volume de água cada vez maior. Isto resulta numa redução do rebaixamento por unidade de tempo, que pode induzir à conclusão prematura de que o cone de depressão atingiu a forma estabilizada (condições de fluxo permanente).

Nalguns aquíferos, o rebaixamento estabilizado pode ser obtido depois de algumas horas de bombagem. Noutros, é atingido depois de alguns dias ou semanas, ou nunca será atingido. Em aquíferos semi-confinados, o estado de fluxo permanente geralmente ocorre depois de 15 até 20 horas de bombagem.

Desde que o cone de depressão se alargue mais lentamente num aquífero não-confinado (freático), continua-se a bombagem durante, pelo menos, uns 3 dias.

Embora existam métodos de analisar dados do fluxo não-permanente, é aconselhável continuar a bombar até que seja obtido o estado do fluxo permanente. Isto é importante, especialmente quando se precisar de informação exacta sobre as características do aquífero, por exemplo quando estiverem previstas construções caras (estações de bombagem) relativas ao fornecimento de água para uso doméstico ou irrigação. Além disso, um período de bombagem muito longo pode revelar a existência de limites hidráulicos (fronteiras do sistema) previamente desconhecidas.

11.3.7 Tratamento dos dados

Depois de terminar o ensaio do aquífero e a recolha de toda a informação sobre o caudal bombado, o rebaixamento nos vários piezómetros e no furo bombado, a tendência das mudanças naturais de altura hidráulica, etc., é preciso tratar estes dados. Isto compreende:

- Compilação dos dados em forma gráfica;
- Correção dos dados de rebaixamento relativo às mudanças de altura hidráulica, além da bombagem (se for necessário);
- Correções dos dados de rebaixamento no furo de bombagem devido à penetração parcial (se for necessário);
- Determinação do tipo de aquífero que foi bombado.

As informações do campo concernente aos dados do tempo, muitas vezes são dadas em unidades diferentes (segundos durante os primeiros minutos, minutos durante as horas seguintes e horas depois disto). Estes dados precisam duma conversão para a mesma unidade.

Os rebaixamentos observados em cada piezómetro são introduzidos em função do tempo correspondente no papel duplo-logarítmico ou/e no papel semi-logarítmico. As observações feitas antes da bombagem e depois da recuperação completa, são introduzidas no papel linear para verificar qualquer mudança na altura hidráulica. No gráfico do piezómetro mais afastado do furo bombado (fora da influência de bombagem). É necessário incluir as observações feitas durante a bombagem e a recuperação. A partir destes gráficos, pode-se calcular o factor de correção, e, então, a taxa de subida ou decréscimo por unidade de tempo apropriado. A seguir, os dados de bombagem e da recuperação são corrigidos e introduzidos, mais uma vez, num gráfico.

O tipo de aquífero é determinado segundo o perfil de sondagem, as curvas de rebaixamento-tempo dos piezómetros no aquífero e a reacção devida à bombagem nos piezómetros na camada confinante acima do aquífero e abaixo da base do aquífero.

No caso da base ser impermeável (não haverá uma reacção devida à bombagem abaixo desta camada), e, além do mais, existe uma camada confinante acima do aquífero, os rebaixamentos nos piezómetros na camada confinante ajudarão a determinar o tipo de aquífero. No caso do rebaixamento nos piezómetros pouco profundos ser aproximadamente igual ao rebaixamento no piezómetro profundo, o aquífero é considerado como não-confinado. No caso de existir uma diferença apreciável entre os rebaixamentos, o aquífero é considerado como semi-confinado.

- ♦ Pergunta 2
- a. *Acha que será possível decidir executar-se um ensaio dum aquífero e fazer o mesmo no dia seguinte? Explique a sua resposta.*
 - b. *E se tratasse dum ensaio de furo?* ♦

11.4 INTERPRETAÇÃO DUM ENSAIO DE AQUÍFERO

11.4.1 Suposições de base

As suposições que formam a base de todos os cálculos seguintes, incluem:

- O aquífero tem uma extensão praticamente infinita;
- O aquífero é homogéneo, isotrópico e tem uma espessura constante na área influenciada pela bombagem;
- Antes da bombagem, a superfície piezométrica e/ou a superfície freática são aproximadamente horizontais na área influenciada pela bombagem;
- O aquífero é bombado a um caudal constante;
- O furo bombado penetra a espessura inteira do aquífero e recebe água vinda da espessura inteira do aquífero, por fluxo horizontal.

É claro que a primeira suposição em particular quase nunca é satisfeita na natureza; contudo, pequenos desvios das suposições não proibem a aplicação dos métodos. Caso ocorram desvios mais largos, tem-se que aplicar métodos especiais.

Em seguida, mostrar-se-á a derivação das fórmulas e a aplicação dos métodos para resolver as características aquíferas.

Quando já estiver definido o tipo de ensaio (fluxo permanente ou não-permanente) e o tipo de aquíferos, são aplicadas as próprias fórmulas para resolver as características dos aquíferos. A aplicação das fórmulas é quase sempre possível, através de dois métodos: o método analítico e o método gráfico.

- ♦ *Pergunta 3. Se se aplicar um método de interpretação dum ensaio de aquífero, enquanto um ou mais suposições não são válidas, qual é a consequência para a solução da interpretação?* ♦

11.4.2 Fluxo radial permanente em aquíferos confinados, método de Thiem

Na Figura 11.5 mostra-se um esquema dum aquífero confinado, bombado. No método de Thiem, usam-se dois piezómetros para calcular o valor de KH do aquífero. A fim de aplicar este método, tem-se que satisfazer as seguintes suposições:

- as suposições mencionadas em 11.4.1;
- o aquífero é confinado;
- O fluxo para o furo é permanente (fluxo equilibrado).

A expressão matemática do nível de água subterrânea, e o fluxo para esta situação, deriva-se através do método geral aplicado para resolver problemas relacionados com águas subterrâneas (ver Capítulo 6). A única diferença é que as fórmulas são desenvolvidas em termos do rebaixamento, s , a partir do nível piezométrico estático (antes de bombagem) em vez da altura piezométrica, h .

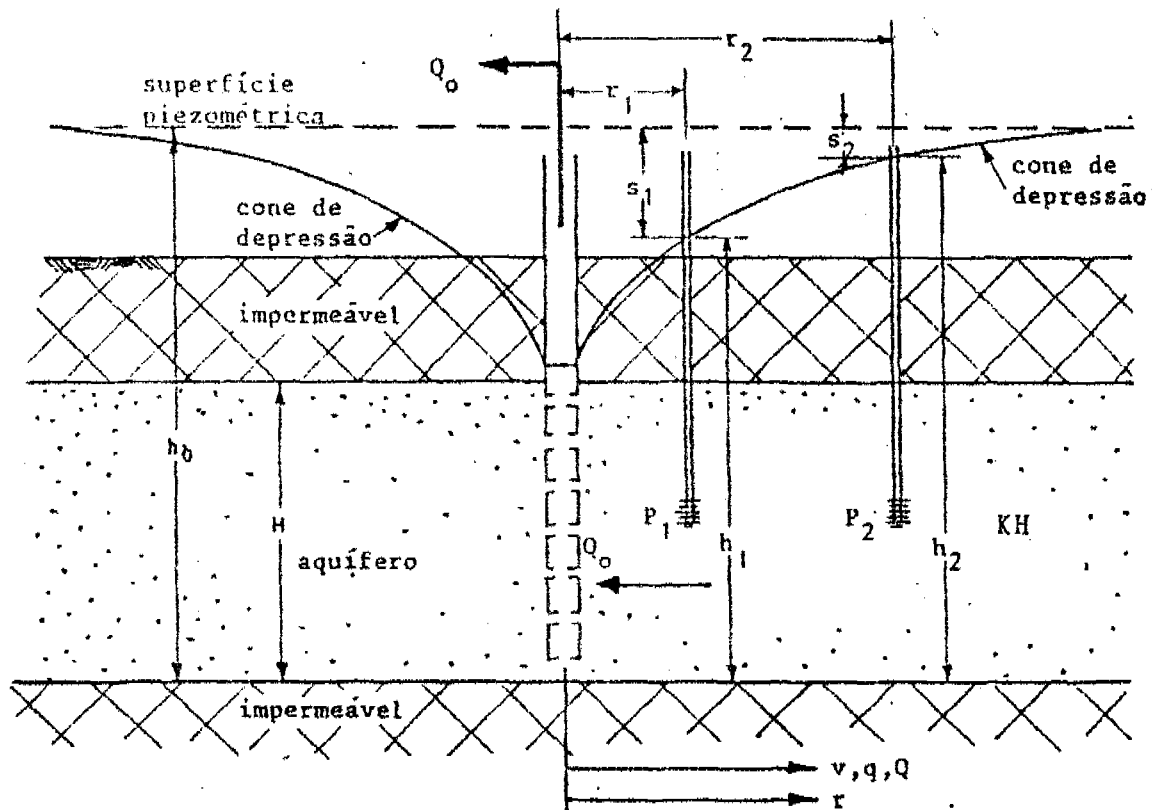


Figura 11.5 Esquema dum aquífero confinado, bombado.

Como já foi explicado no parágrafo 6.6.4, o método consiste de três fases:

- a. aplicar a lei de Darcy para o caso específico;
- b. aplicar a lei da continuidade para o caso específico;
- c. aplicar as condições de fronteira para o caso específico.

- a. Lei de Darcy:

$$(11.1) \quad v = -K \frac{dh}{dr}$$

A relação entre rebaixamento, s , e altura piezométrica, b (ver Figura 11.5) é:

$$h_0 = h + s \quad \text{ou} \quad h = h_0 - s$$

Substituindo esta expressão na (11.1), teremos:

$$v = -K \frac{d(h_0 - s)}{dr} = -K \frac{dh_0}{dr} + K \frac{ds}{dr}$$

ou ($h_0 = \text{constante}$, então $dh_0/dr = 0$):

$$v = -K \frac{ds}{dr} \quad (11.2)$$

Para o fluxo por unidade de largura:

$$v = -KH \frac{ds}{dr} \quad [\text{m}^2/\text{d}] \quad (11.1)$$

e, finalmente, teremos o fluxo total para a circunferência dum círculo de raio r :

$$v = 2\pi rKH \frac{ds}{dr} \quad [\text{m}^3/\text{d}] \quad (11.4)$$

b. Aplicando a lei da continuidade, teremos:

$$Q = -Q_0$$

$$-Q_0 = 2\pi rKH \frac{ds}{dr} \quad \text{ou,}$$

$$\frac{dr}{r} = -2\pi \frac{KH}{Q_0} ds \quad (11.5)$$

$$\ln r = -2\pi \frac{KH}{Q_o} s + C_1 \quad (11.6)$$

c. Introduzindo as condições de fronteira, teremos:

$$1. \quad r = r_1, \quad s = s_1 \longrightarrow \ln r_1 = \frac{2\pi KH}{Q_o} s_1 + C_1 \quad (11.7)$$

$$2. \quad r = r_2, \quad s = s_2 \longrightarrow \ln r_2 = \frac{2\pi KH}{Q_o} s_2 + C_1 \quad (11.8)$$

Subtraindo a fórmula (11.7) da (11.8), teremos:

$$\ln \frac{r_2}{r_1} = 2\pi \frac{KH}{Q_o} (s_1 - s_2) \quad (11.9) (= 6.99)$$

ou resolvendo para KH

$$\text{Thiem:} \quad KH = \frac{Q_o}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (11.10)$$

Todos os termos do lado direito da equação (11.10) são conhecidos.

EXEMPLO: Num ensaio de aquífero com 4 piezômetros (ver a Figura 11.6), foram medidos os seguintes rebaixamentos depois do sistema ter atingido o regime de fluxo radial permanente, para o qual é necessário que os rebaixamentos não mudem mais (ver Tabela 11.3).

Tabela 11.3 Rebaixamento nos piezômetros depois de 840 minutos de bombagem ($Q = 788 \text{ m}^3/\text{d}$).

Piezômetro	$P_{0,8}$	P_{30}	P_{90}	P_{215}
Rebaixamento em [m]	2,24	1,09	0,72	0,25

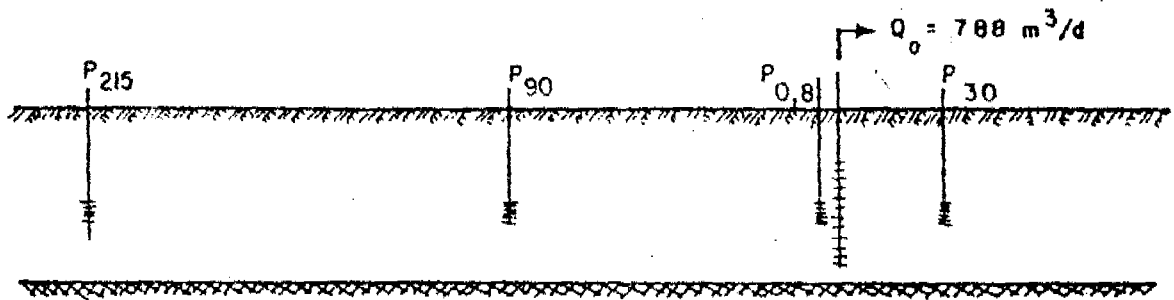


Figura 11.6 Sítio do furo e distância dos piezômetros

MÉTODO ANALÍTICO:

- Substitua os valores do rebaixamento de dois piezômetros na equação (11.10), junte com os valores correspondentes de r e o valor conhecido de Q , e resolva para KH .
- Repita este procedimento para todos os conjuntos de piezômetros e calcule o valor médio de KH .

Por exemplo, pode-se calcular KH usando os valores medidos nos piezômetros P_{30} e P_{90} :

$$r_1 = 30 \text{ m}, s_1 = 1,09 \text{ m}$$

$$r_2 = 90 \text{ m}, s_2 = 0,72 \text{ m}$$

$$Q_0 = 788 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$KH = \frac{Q_0}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1} = \frac{788}{2(3,14)(1,09 - 0,72)} \ln \frac{90}{30} = 373 \text{ m}^2/\text{d}$$

A Tabela 11.4 dá os resultados deste cálculo para todos os conjuntos de piezômetros.

Tabela 11.4 Resultados da aplicação do método Thiem aos dados da Tabela 11.3

r_1 [m]	r_2 [m]	s_1 [m]	s_2 [m]	KH [m ² /d]
30	90	1,09	0,72	373
0,8	30	2,24	1,09	395
0,8	90	2,24	0,72	390
30	215	1,09	0,25	294
90	215	0,72	0,25	232
0,8	215	2,24	0,25	353

A média dos resultados da Tabela 11.4 dá: $KH = 340 \text{ m}^2/\text{d}$. Nota-se que os valores apresentados na Tabela 11.4 variam entre 232 e 395 m^2/d , ou seja, uma variação de quase 70%. Isto é bastante normal para os ensaios de aquífero. Significa também que é melhor tomar como média, um valor em dezenas m^2/d e não sugerindo uma exactidão de 1 m^2/d !

MÉTODO GRAFICO:

Outro método consiste na implementação no papel semi-logarítmico dos rebaixamentos do eixo vertical na escala linear versus a distância do furo bombado no eixo horizontal na escala logarítmica. Aparece uma linha recta que segue a equação (11.10), se for escrita de outra maneira.

Equação (11.10):

$$KH = \frac{Q_o}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1} = \frac{2,3Q_o}{2\pi(s_1 - s_2)} \log \frac{r_2}{r_1}$$

ou, resolvendo para $(s_1 - s_2)$:

$$(s_1 - s_2) = \frac{2,3Q_o}{2\pi KH} (\log r_2 - \log r_1) \quad (11.11)$$

Para um ciclo logarítmico, o valor de $(\log r_2 - \log r_1) = 1$. Definindo Δs como a diferença de rebaixamento por ciclo logarítmico, equação (11.11), reduz até:

$$\Delta s = \frac{2,3Q_o}{2\pi KH} \quad \text{ou,}$$

$$\boxed{KH = \frac{2,3Q_o}{2\pi \Delta s}} \quad (11.12)$$

Então:

- Implante no papel semi-logarítmico os rebaixamentos permanentes observados em cada piezómetro versus a distância do furo bombado (ver Figura 11.7).
- Trace uma linha recta que melhor coincida com os pontos implantados, isto é o chamado gráfico distância-rebaixamento.
- Determine a inclinação desta linha, Δs , isto é, a diferença em rebaixamento por

ciclo logaritmico de r .

Substitua os valores numéricos de Q_0 e de Δs , na equação (11.12), e resolva para KH .

Um exemplo do método de Thiem, método do gráfico, foi aplicado através da implantação dos valores de s e r da Tabela 11.3, no papel semi-logaritmico (ver Figura 11.7). Através destes pontos implantados foi traçado uma linha, cuja inclinação é igual à diferença em rebaixamento de 0,74 m por ciclo logaritmico. A introdução deste valor e do valor de Q_0 na equação (11.12), rende:

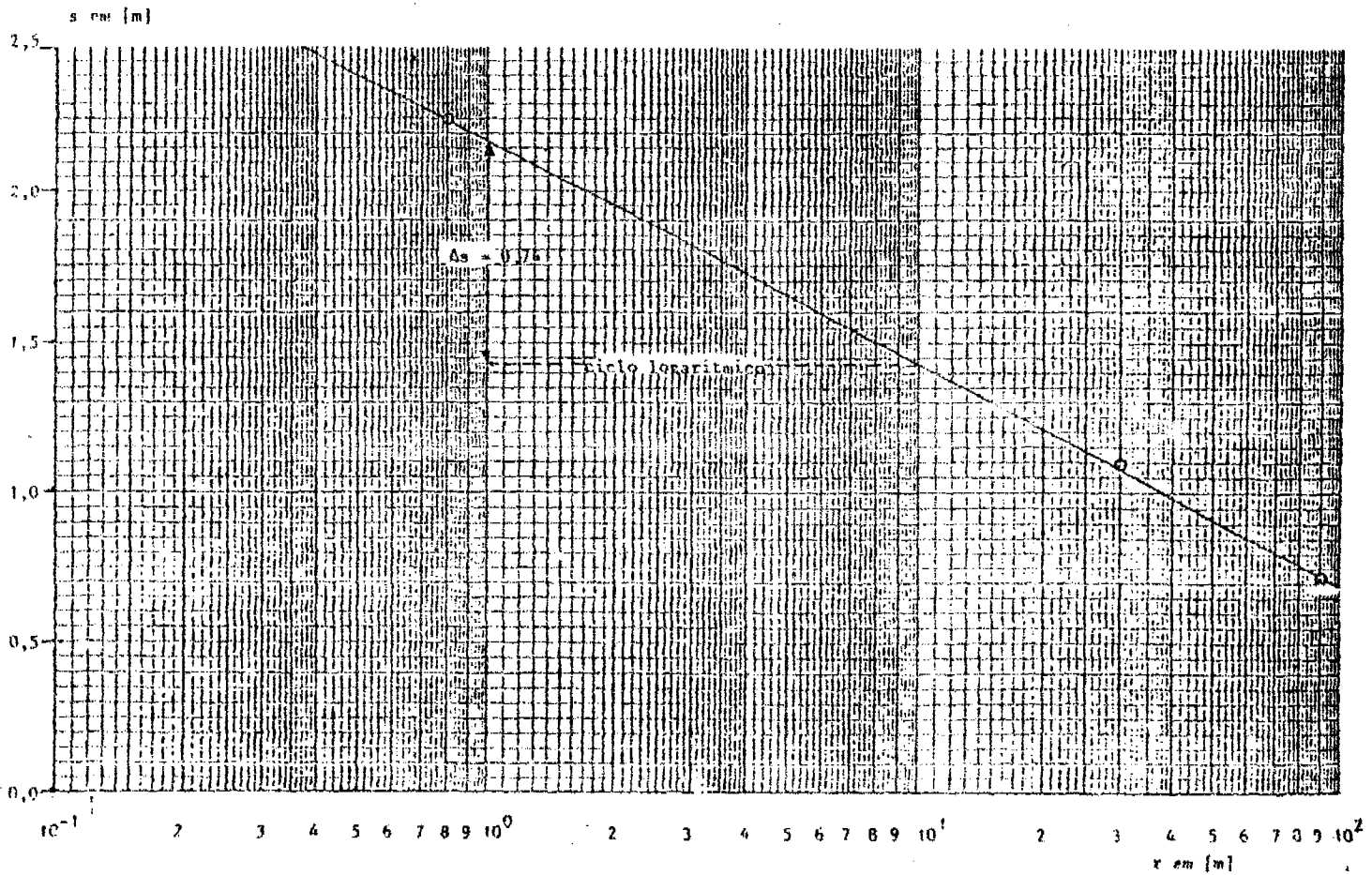


Figura 11.7 Análise dos dados com o Método de Thiem, método gráfico.

$$KH = \frac{2,3Q_0}{2\pi\Delta s} = \frac{2,3(788)}{2(3,14)0,74} = 390 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

Isto é, 115% da média do cálculo pela aplicação do método de cálculo analítico.

11.4.3 Fluxo radial não-permanente em aquíferos confinados

11.4.3.1 Método de Theis

A equação do fluxo radial permanente de Thiem para a determinação de KH, é usada muitas vezes. Mas, em certas condições do campo, o ensaio leva muito tempo para alcançar o regime de fluxo permanente. Por isso, o Sr. Theis (1935) desenvolveu uma fórmula para a determinação de KH e o coeficiente de armazenamento S, durante a fase de fluxo não-permanente (ver a Figura 11.8).

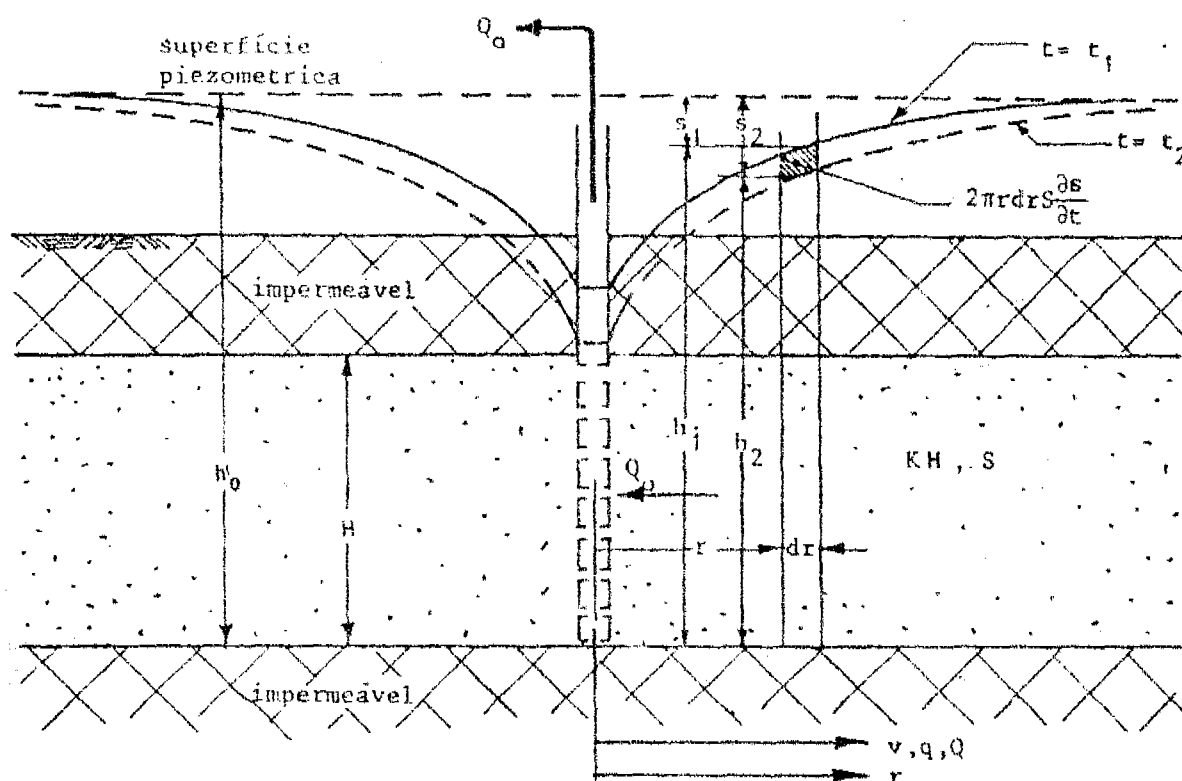


Figura 11.8 Esquema dum aquífero confinado bombeado (fluxo não-permanente).

Durante o ensaio do aquífero, bombeado, com caudal constante, o cone de depressão estende para fóra com o tempo. Porque a água vem da redução do armazenamento dentro do aquífero, a altura hidráulica continua a diminuir e o cone continua a estender.

Além das suposições mencionadas no Capítulo 11.4.1, é necessário satisfazer as seguintes condições limitantes:

- O aquífero é confinado;
- O fluxo para o furo está na fase de fluxo não-permanente;
- A água removida do armazenamento é descarregada instantaneamente com o rebaixamento da altura hidráulica.

O diâmetro do furo bombado é muito pequeno, o que quer dizer que se pode desprezar o armazenamento de água no furo.

Darcy: $v = K \frac{\partial s}{\partial r}$ ou,

$$q = vH = KH \frac{\partial s}{\partial r} \quad \text{ou,}$$

$$Q = 2\pi r q = 2\pi r KH \frac{\partial s}{\partial r} \quad (11.13)$$

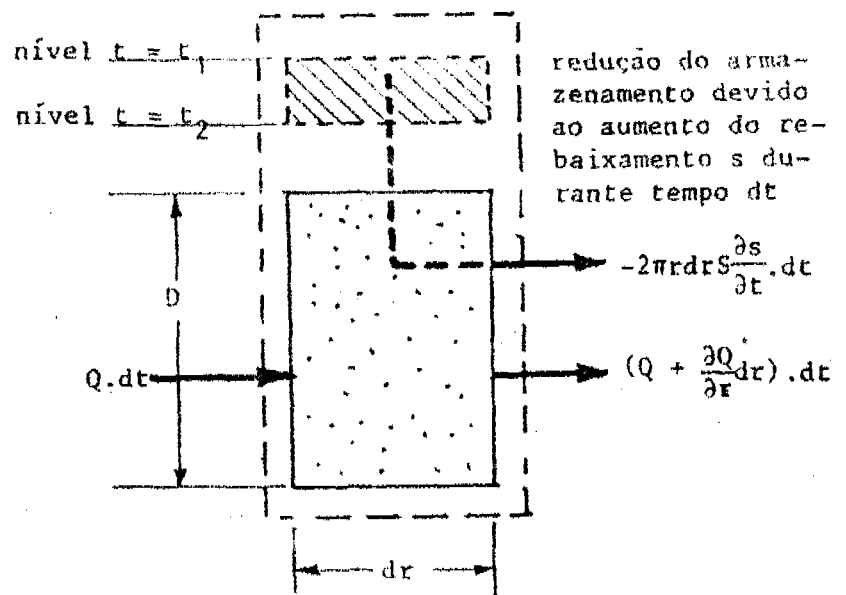
Diferenciando com respeito a r , teremos:

$$\frac{\partial Q}{\partial r} = 2\pi KH \left(\frac{\partial s}{\partial r} + \frac{\partial^2 s}{\partial r^2} \right) \quad (11.14)$$

N.B. O diferencial do rebaixamento s com respeito a r , é agora um diferencial parcial, porque s também depende do tempo t .

Continuidade: A variação do caudal Q sobre uma distância dr , durante um período de tempo dt , é igual à redução do armazenamento no aquífero devido ao decréscimo do nível piezométrico (aumento do rebaixamento s) durante o tempo dt (ver Figura 11.9).

Figura 11.9 Fluxo de entrada = fluxo de saída \pm Δ armazenamento



O fluxo de entrada = fluxo de saída + mudança de armazenamento, ou:

$$Qdt - Qdt + \frac{\partial Q}{\partial r} dr dt - 2\pi r dr S \frac{\partial s}{\partial t} \quad \text{ou, dividindo por } dt$$

$$\frac{\partial Q}{\partial r} - 2\pi r S \frac{\partial s}{\partial t} \quad (11.15)$$

Substituindo a equação (11.14) na equação (11.15), teremos:

$$2\pi KH \left(\frac{\delta s}{\delta r} + r \frac{\delta^2 s}{\delta r^2} \right) - 2\pi r S \frac{\delta s}{\delta t} \quad \text{ou, dividindo por } 2\pi r:$$

$$\frac{\delta^2 s}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta s}{\delta r} - \frac{S}{KH} \frac{\delta s}{\delta t} \quad (11.16)$$

Equação (11.16) é uma função modificada de Bessel. A solução desta equação é dada pela fórmula de Theis:

THEIS:
$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} W(u) \quad (11.17)$$

onde,
$$W(u) = \int_u^{\infty} \left(\frac{1}{u} e^{-u} \right) du \quad (11.18)$$

e
$$u = \frac{Sr^2}{4KHt} \quad (11.19)$$

em que:

- s = rebaixamento em [m] medido no piezômetro à distância r do furo.
- Q_o = caudal constante do furo em [m³/d]
- KH = transmissibilidade do aquífero em [m²/d]
- t = tempo em [dias] desde o início da bombagem.

A equação (11.19) escreve-se também de duas outras maneiras, a saber:

$$\frac{r^2}{t} = \frac{4KH}{S} u \quad (11.20)$$

ou:
$$\frac{r}{r^2} = \frac{s}{4KH u} \tag{11.21}$$

O integral exponencial de $W(u)$, chama-se a função do furo ("well function"). Os valores de $W(u)$ versus u e $1/u$, são dados na Tabela 11.5, expressos sob a forma de $u = N \times 10^n$, e $1/u = n \times 10^n$.

O uso da fórmula de Theis para a determinação de KH e S , com base num ensaio do aquífero, requer medições do rebaixamento em, pelo menos, um piezómetro. As medições deveriam ser feitas com intervalos de tempo convenientes, após o início da bombagem. Medições feitas em mais do que um piezómetro também poderão ser utilizadas.

Tabela 11.5. Valores de $W(u)$ versus valores de u e $1/u$ (números entre parenteses são expoentes decimais).

$1/u$	n	$W(u)$	$n(1)$	$n(2)$	$n(3)$	$n(4)$	$n(5)$	$n(6)$	$n(7)$	$n(8)$	$n(9)$	$n(10)$	
n	N	u	N	$N(-1)$	$N(-2)$	$N(-3)$	$N(-4)$	$N(-5)$	$N(-6)$	$N(-7)$	$N(-8)$	$N(-9)$	$N(-10)$
1,000	1,0	$W(u)$	2,194(-1)	1,823	4,038	6,332	8,633	1,094(1)	1,324(1)	1,554(1)	1,784(1)	2,015(1)	2,245(1)
0,833	1,2		1,584(-1)	1,660	3,858	6,149	8,451	1,075(1)	1,306(1)	1,536(1)	1,766(1)	1,996(1)	2,227(1)
0,666	1,5		1,000(-1)	1,465	3,637	5,927	8,228	1,053(1)	1,283(1)	1,514(1)	1,744(1)	1,974(1)	2,204(1)
0,500	2,0		4,890(-2)	1,223	3,355	5,639	7,940	1,024(1)	1,255(1)	1,485(1)	1,715(1)	1,945(1)	2,176(1)
0,400	2,5		2,491(-2)	1,044	3,137	5,417	7,717	1,002(1)	1,232(1)	1,462(1)	1,693(1)	1,923(1)	2,153(1)
0,333	3,0		1,305(-2)	9,057(-1)	2,959	5,235	7,535	9,837	1,214(1)	1,444(1)	1,674(1)	1,905(1)	2,135(1)
0,286	3,5		6,970(-3)	7,942(-1)	2,810	5,081	7,381	9,683	1,199(1)	1,429(1)	1,659(1)	1,889(1)	2,120(1)
0,250	4,0		3,779(-3)	7,024(-1)	2,681	4,948	7,247	9,550	1,185(1)	1,415(1)	1,646(1)	1,876(1)	2,106(1)
0,222	4,5		2,073(-3)	6,253(-1)	2,568	4,831	7,130	9,432	1,173(1)	1,404(1)	1,634(1)	1,864(1)	2,094(1)
0,200	5,0		1,148(-3)	5,598(-1)	2,468	4,726	7,024	9,326	1,163(1)	1,393(1)	1,623(1)	1,854(1)	2,084(1)
0,166	6,0		3,601(-4)	4,544(-1)	2,295	4,545	6,842	9,144	1,145(1)	1,375(1)	1,605(1)	1,835(1)	2,066(1)
0,142	7,0		1,155(-4)	3,738(-1)	2,151	4,392	6,688	8,990	1,129(1)	1,360(1)	1,590(1)	1,820(1)	2,050(1)
0,125	8,0		3,767(-5)	3,106(-1)	2,027	4,239	6,555	8,856	1,116(1)	1,346(1)	1,576(1)	1,807(1)	2,037(1)
0,111	9,0		1,245(-5)	2,602(-1)	1,919	4,142	6,437	8,739	1,104(1)	1,334(1)	1,565(1)	1,795(1)	2,025(1)

MÉTODO GRÁFICO

O cálculo directo dos valores para KH e S , pela fórmula (11.17), não é possível. Contudo, Theis desenvolveu um método gráfico de sobreposição que tornou possível determinar S e KH , se as outras grandezas forem conhecidas.

Repete-se as equações (11.17) e (11.20) :

$$s = \frac{Q_0}{4\pi KH} W(u) \tag{11.17}$$

$$\frac{r^2}{t} = \frac{4KH}{S} u \tag{11.20}$$

Conseguindo-se uma boa ajustagem das curvas, escolha um ponto (A) de coincidência na parte sobreposta dos gráficos e determine para este ponto os valores das coordenadas $W(u)_A$, u_A , s_A e $(r^2/t)_A$. É conveniente escolher um ponto de coincidência cujas coordenadas da curva-padrão são conhecidas facilmente (por exemplo $W(u)_A = 1$, $u_A = 0,1$).

Substitua estes valores nas equações (11.17) e (11.20), resolvendo para KH e S. Então, para calcular KH, a equação (11.17) escreve-se assim:

$$KH = \frac{Q_0}{4\pi S_A} W(u)_A \quad (11.25)$$

Para calcular S escreve-se a equação (11.19) da seguinte maneira:

$$S = \frac{4KH}{(r^2/t)_A} u_A \quad (11.26)$$

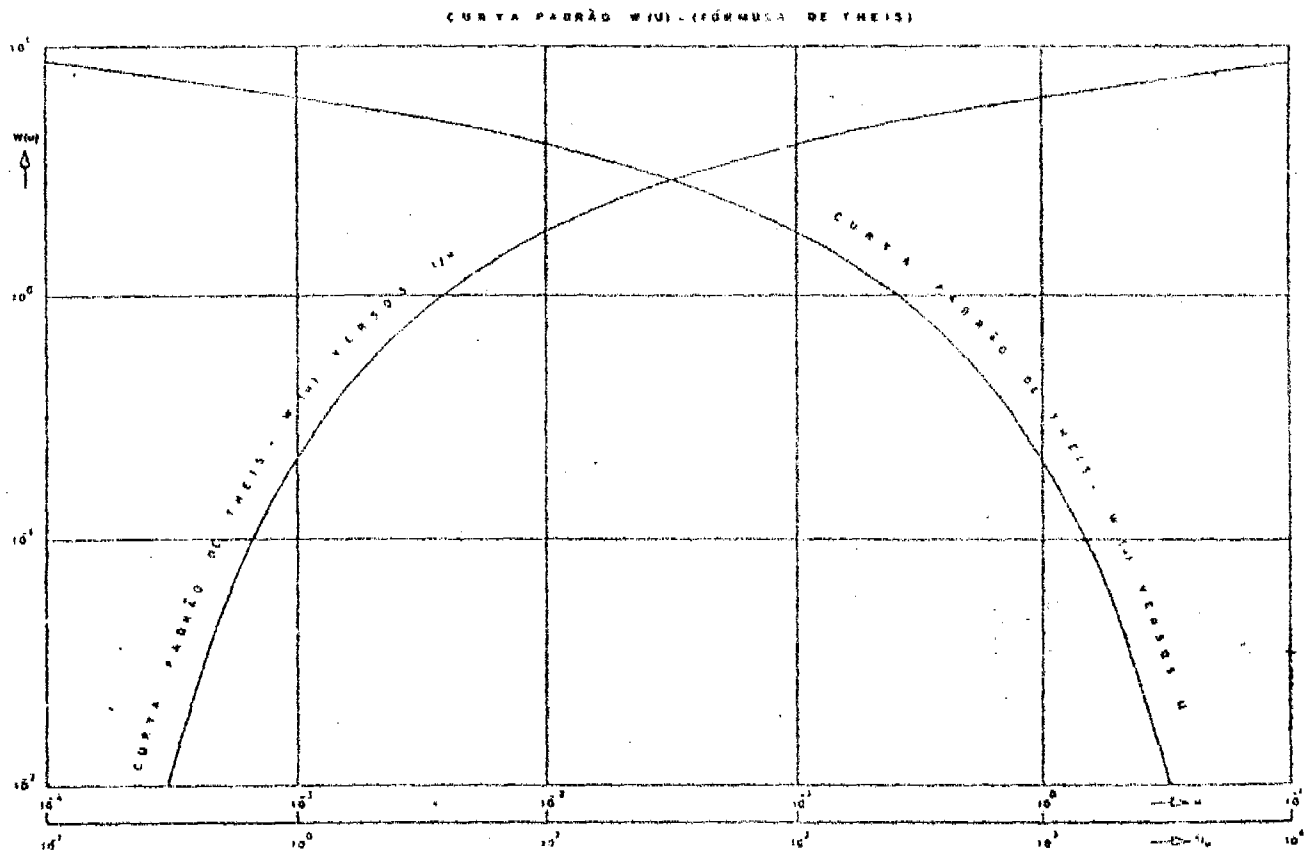


Figura 11.10. As curvas-padrão de Theis: $W(u)$ versus u e $W(u)$ versus $1/u$.

EXEMPLO DO MÉTODO THEIS:

Tabela 11.6 Ensaio de aquífero, dados do campo e a sua redução para piezômetro P₃₀

1	2	3	4	1	2	3	4
t [min]	t [d]	s [m]	r ² /t [m ² /d]	t [min]	t [d]	s [m]	r ² /t [m ² /d]
0	0	0	0				
0,1	6,94 10 ⁻⁵	0,04	1,30 10 ⁷	18	1,25 10 ⁻²	0,680	7,20 10 ⁴
0,25	1,73 10 ⁻⁴	0,08	5,18 10 ⁷	27	1,87 10 ⁻²	0,742	4,81 10 ⁴
0,50	3,47 10 ⁻⁴	0,13	2,59 10 ⁶	33	2,29 10 ⁻²	0,753	3,93 10 ⁴
0,70	4,86 10 ⁻⁴	0,18	1,85 10 ⁶	41	2,85 10 ⁻²	0,779	3,16 10 ⁴
1,0	6,94 10 ⁻⁴	0,23	1,30 10 ⁶	48	3,33 10 ⁻²	0,793	2,70 10 ⁴
1,40	9,72 10 ⁻⁴	0,28	9,26 10 ⁵	59	4,10 10 ⁻²	0,819	2,20 10 ⁴
1,90	1,32 10 ⁻³	0,33	6,82 10 ⁵	80	5,56 10 ⁻²	0,855	1,62 10 ⁴
2,33	1,62 10 ⁻³	0,36	5,56 10 ⁵	95	6,60 10 ⁻²	0,873	1,36 10 ⁴
2,80	1,94 10 ⁻³	0,39	4,64 10 ⁵	139	9,65 10 ⁻²	0,915	9,32 10 ³
3,36	2,33 10 ⁻³	0,42	3,86 10 ⁵	181	1,26 10 ⁻¹	0,935	7,14 10 ³
4,00	2,78 10 ⁻³	0,45	3,24 10 ⁵	245	1,70 10 ⁻¹	0,966	5,29 10 ³
5,35	3,72 10 ⁻³	0,50	2,42 10 ⁵	300	2,08 10 ⁻¹	0,990	4,33 10 ³
6,80	4,72 10 ⁻³	0,54	1,91 10 ⁵	360	2,15 10 ⁻¹	1,007	3,60 10 ³
8,30	5,76 10 ⁻³	0,57	1,56 10 ⁵	480	3,33 10 ⁻¹	1,050	2,70 10 ³
8,70	6,04 10 ⁻³	0,58	1,49 10 ⁵	600	4,17 10 ⁻¹	1,053	2,16 10 ³
10,0	6,94 10 ⁻³	0,60	1,30 10 ⁵	728	5,06 10 ⁻¹	1,072	1,78 10 ³
13,1	9,10 10 ⁻³	0,64	9,89 10 ⁴	830	5,76 10 ⁻¹	1,088	1,56 10 ³

Tabela 11.7 Ensaio de aquífero, dados do campo e a sua redução para o piezômetro P₉₀

1	2	3	4	1	2	3	4
t [min]	t [d]	s [m]	r ² /t [m ² /d]	t [min]	t [d]	s [m]	r ² /t [m ² /d]
0	0	0	0	40	2,78 10 ⁻²	0,404	2,91 10 ⁵
1,5	1,04 10 ⁻³	0,015	7,78 10 ⁶	53	3,68 10 ⁻²	0,429	2,20 10 ⁵
2,0	1,39 10 ⁻³	0,021	5,83 10 ⁶	60	4,17 10 ⁻²	0,444	1,94 10 ⁵
2,16	1,50 10 ⁻³	0,023	5,40 10 ⁶	75	5,21 10 ⁻²	0,467	1,56 10 ⁵
2,66	1,85 10 ⁻³	0,044	4,38 10 ⁶	90	6,25 10 ⁻²	0,494	1,29 10 ⁵
3,0	2,08 10 ⁻³	0,054	3,89 10 ⁶	105	7,29 10 ⁻²	0,507	1,11 10 ⁵
3,5	2,43 10 ⁻³	0,075	3,33 10 ⁶	120	8,33 10 ⁻²	0,518	9,72 10 ⁴
4,0	2,78 10 ⁻³	0,090	2,92 10 ⁶	150	1,04 10 ⁻¹	0,550	7,78 10 ⁴
4,33	3,01 10 ⁻³	0,104	2,69 10 ⁶	180	1,25 10 ⁻¹	0,569	6,48 10 ⁴
5,5	3,81 10 ⁻³	0,133	2,12 10 ⁶	248	1,78 10 ⁻¹	0,593	4,70 10 ⁴
6,0	4,17 10 ⁻³	0,153	1,94 10 ⁶	301	2,09 10 ⁻¹	0,614	3,88 10 ⁴
7,5	5,21 10 ⁻³	0,178	1,56 10 ⁶	363	2,52 10 ⁻¹	0,636	3,21 10 ⁴
9,0	6,25 10 ⁻³	0,206	1,29 10 ⁶	422	2,93 10 ⁻¹	0,657	2,76 10 ⁴
13	9,03 10 ⁻³	0,250	8,97 10 ⁵	542	3,76 10 ⁻¹	0,679	2,15 10 ⁴
15	1,04 10 ⁻²	0,275	7,78 10 ⁵	602	4,18 10 ⁻¹	0,688	1,94 10 ⁴
18	1,25 10 ⁻²	0,305	6,48 10 ⁵	680	4,72 10 ⁻¹	0,701	1,72 10 ⁴
25	1,74 10 ⁻²	0,348	4,66 10 ⁵	785	5,45 10 ⁻¹	0,718	1,49 10 ⁴
30	2,08 10 ⁻²	0,364	3,89 10 ⁵	845	5,86 10 ⁻¹	0,716	1,38 10 ⁴

O método de Theis é aplicado para os dados apresentados nas Tabelas (11.6) e (11.7). Estas tabelas mostram os rebaixamentos medidos no piezômetro P_{30} , à distância de 30 m do furo e no piezômetro P_{90} , à distância de 90 m do furo. O furo é bombado com o caudal constante de $788 \text{ m}^3/\text{d}$. As colunas 1 e 3 são as medições de campo. A coluna 2 dá a redução do tempo em dias e na coluna 4 são calculados os valores r^2/t .

A Figura 11.11 mostra a curva dos valores r^2/t versus s medido nestes piezômetros, sobrepostos na curva-padrão de Theis, $W(u)$ versus u . O ponto da coincidência, A, tem sido escolhido de tal maneira que o valor de $W(u)_A = 1$, e o valor de $u_A = 0,1$.

O ponto de coincidência A tem, no papel com os dados de ensaio, as coordenadas: $s_A = 0,135 \text{ m}$, e $(r^2/t)_A = 1,25 \cdot 10^6 \text{ m}^2/\text{d}$. Introduzindo estes valores, e o valor de $Q_0 = 788 \text{ m}^3/\text{d}$ nas equações (11.25) e (11.26), rende:

$$KH - \frac{Q_0}{4\pi s_A} W(u)_A = \frac{788}{4(3,14)0,135} (1) - 465 \quad [\text{m}^2/\text{d}]$$

$$S = \frac{4KH}{(r^2/t)_A} u_A = \frac{4(465)}{1,25 \cdot 10^6} (0,1) - 1,49 \cdot 10^{-4}$$

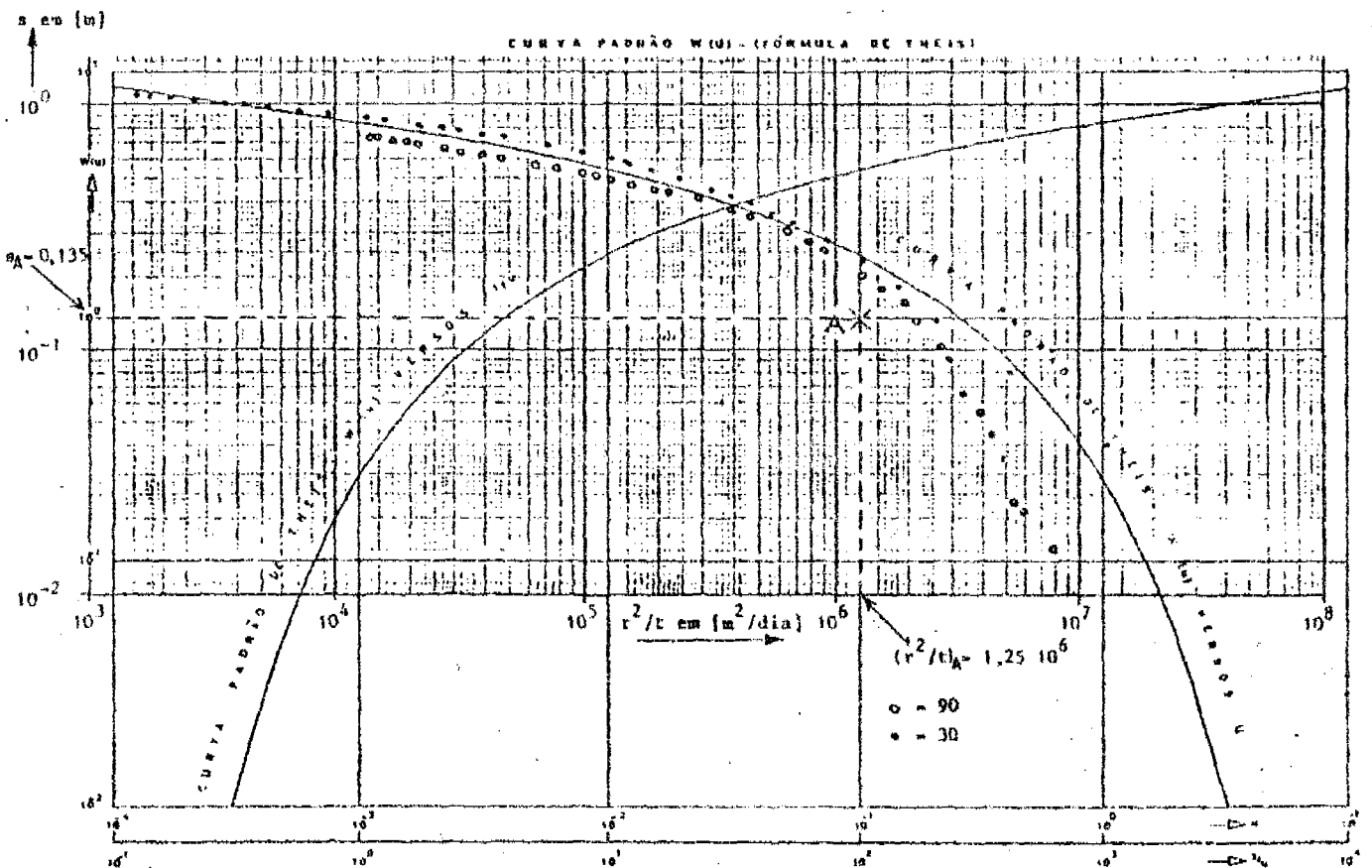


Figura 11.11

Análise dos dados do ensaio de aquífero com o método de Theis.

11.4.3.2 Método de Jacob

O método de Jacob também é baseado na fórmula de Theis, mas não é preciso usar as curvas-padrão. Repete-se estas fórmulas (11.17), (11.18), e (11.19):

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} W(u) \quad (11.17)$$

onde $W(u) = \int_u^{\infty} \left(\frac{1}{u} e^{-u}\right) du$, e $u = \frac{r^2 S}{4KHt}$ (11.18) (11.19)

A fórmula de $W(u)$ pode-se expandir numa série convergente:

$$(11.27) \quad W(u) = \left(\frac{1}{u} e^{-u}\right) du = [-0,5772 - \ln u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} \dots]$$

Então:

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} [-0,5772 - \ln(u) - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} \dots] \quad (11.28)$$

com, $u = \frac{r^2 S}{4KHt}$ (11.19)

Na expressão para u , pode-se ver que o valor de u diminui com o aumento do tempo de bombagem. Portanto, para valores grandes de t (tempo) ou/e valores pequenos de r (distância do furo), o valor de u fica muito pequeno. Assim, pode-se desprezar todos os termos que seguem depois do factor $\ln(u)$ na série da equação (11.28). Então, para pequenos valores de u ($u < 0,01$), pode-se reduzir a fórmula para o rebaixamento, até:

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} \left(-0,5772 - \ln \frac{r^2}{4KHt}\right) \quad , \quad \text{ou invertindo} \quad \frac{r^2 S}{4KHt}$$

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} \left(\ln \frac{4KHt}{r^2 S} - 0,5772\right) \quad , \quad (0,5772 = \ln 1,781)$$

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} \left(\ln \frac{4KHt}{2} - \ln 1,781 \right) \quad , \text{ ou, subtraindo os termos logarítmicos :}$$

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} \left(\ln \frac{2,25KHt}{r^2 S} \right) \quad (11.29)$$

Sabe-se que $\ln(a) = 2,30 \log(a)$, e a equação (11.29) é reduzida até:

$$s = \frac{2,3 Q_o}{4\pi KH} \log \frac{2,25KHt}{r^2 S} \quad (11.30)$$

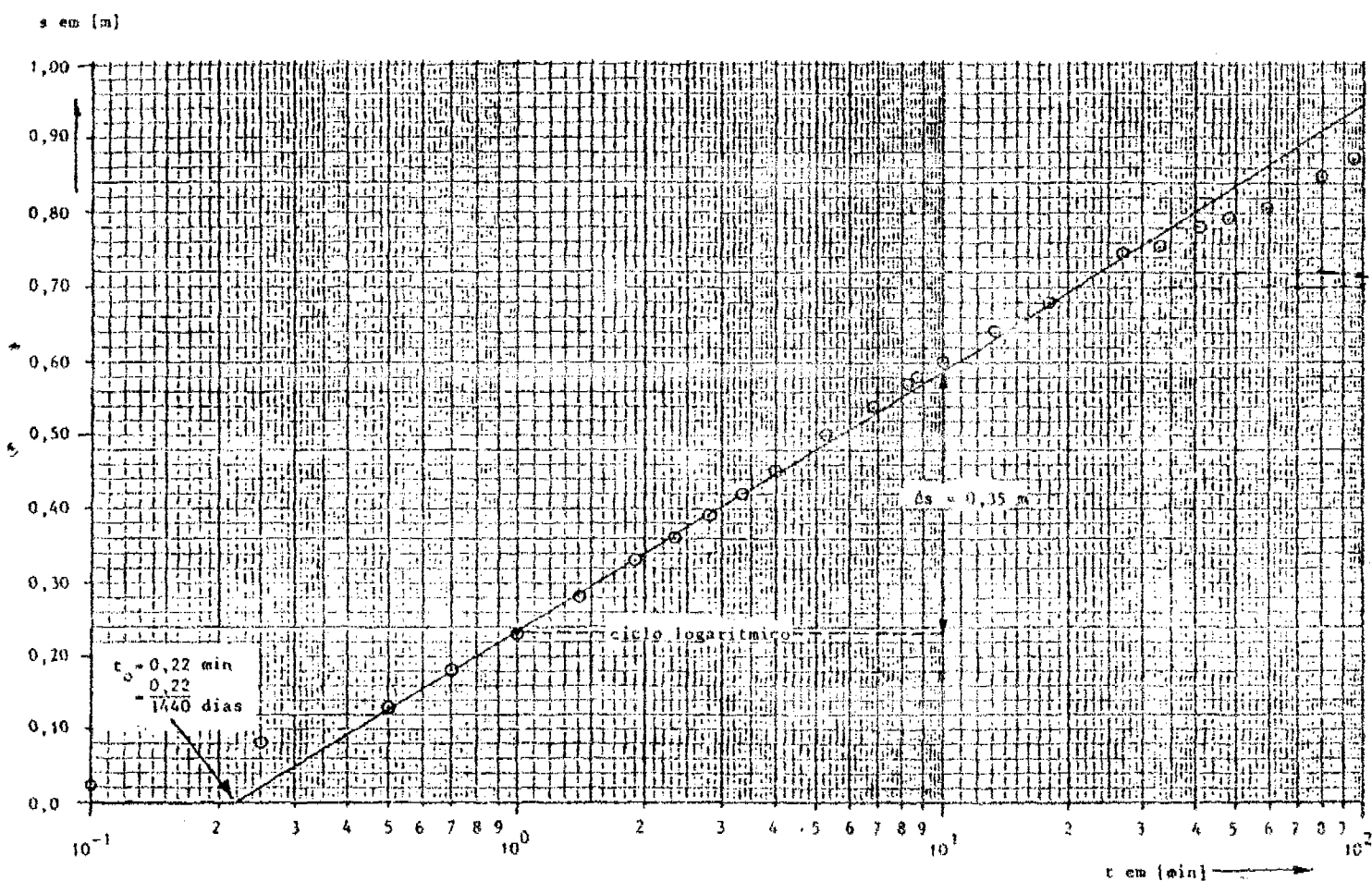


Figura 11.12 Análise dos dados do ensaio de aquífero ($r = 30$ m) com o método de Jacob.

Na equação (11.30) s e t são as variáveis; e os outros dados são factores constantes. Significa que, quando os valores de s (na escala linear) forem implantados versus os valores de t (na escala logarítmica), resulta numa linha recta. A Figura 11.12 mostra a implantação dos dados do piezómetro P_{30} no papel semi-logarítmico, usando os valores da Tabela 11.6.

Quando se estender a linha recta até interceptar o eixo das coordenadas do tempo, o rebaixamento $s = 0$ e $t = t_0$. A substituição destes valores na equação (11.30), dá:

$$0 = \frac{2,30Q_0}{4\pi KH} \log \frac{2,25KHt_0}{r^2S}$$

Porque $\frac{2,30Q_0}{4\pi KH}$ não é 0, segue que $\frac{2,25KHt_0}{r^2S} = 1$ ($\log 1 = 0$)

JACOB :

$$\boxed{s = \frac{2,25KH}{r^2S} t_0} \quad (11.31)$$

Antes de poder usar esta equação é preciso calcular o valor de KH. Para dois determinados tempos t_1 e t_2 , os rebaixamentos são s_1 e s_2 , respectivamente. Substituindo estes valores na equação (11.30), teremos:

$$s_2 = \frac{2,30Q_0}{4\pi KH} \log \frac{2,25KHt_2}{r^2S}$$

$$s_1 = \frac{2,30Q_0}{4\pi KH} \log \frac{2,25KHt_1}{r^2S}$$

Subtraindo:

$$s_2 - s_1 = \frac{2,30Q_0}{4\pi KH} \log \left(\frac{2,25KHt_2}{r^2S} \frac{r^2S}{2,25KHt_1} \right)$$

ou,

$$\frac{s_2 - s_1}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{2,30Q_0}{4\pi KH}$$

Para um ciclo logarítmico $\log t_2 - \log t_1 = 1$, e $(s_2 - s_1)$ muda em Δs , a diferença em rebaixamento por ciclo logarítmico de tempo. Resolvendo a equação (11.25) para KH, dá:

JACOB :

$$\boxed{s = \frac{2,25KH}{r^2} t_0} \quad (11.33)$$

Então, para a aplicação do método de JACOB, faz-se o seguinte (ver a Figura 11.12):

- Para um piezômetro implante os valores de s versus o tempo t no papel semi-logarítmico (t na escala logarítmica, s na escala linear).
- Trace uma linha recta que coincida melhor com os pontos implantados.
- Estenda a linha recta até interceptar o eixo das coordenadas do tempo onde $s = 0$, e note o valor de t_0 .
- Determine a inclinação da linha recta, isto é, determine o valor de Δs , que é a diferença em rebaixamento por ciclo logarítmico de tempo.
- Substitua os valores de Q_0 e Δs na equação (11.33), e resolva para KH:

$$KH = \frac{2,30Q_0}{4\pi\Delta s} \quad (11.33)$$

- Substitua os valores de KH, t_2 e r na equação (11.31), e resolva para S:

$$S = \frac{2,25KH}{r^2} t_0 \quad (11.31)$$

A fim de aplicar este método, é necessário satisfazer as seguintes condições:

- As mesmas condições aplicadas para o método de Theis
- Os valores de u são pequenos ($u < 0,01$), isto é, r é pequeno e t grande.
Actualmente, o erro que se faz é
 - < 0,3 % se $u < 0,01$
 - < 2 % se $u < 0,05$
 - < 5 % se $u < 0,10$

A condição de que u é pequeno, será satisfeita dentro de uma hora, a distâncias moderadas em aquíferos confinados, mas no caso de aquíferos não-confinados (freáticos) podem ser necessários mais do que 12 horas ou mais de bombagem.

11.4.3.3 Método de recuperação de Theis

O ensaio de recuperação constitui o passo seguinte ao fim de qualquer ensaio de aquífero. Após a bombagem, faz-se ao longo do tempo a leitura dos níveis de água nos piezômetros que tem a tendência de subir (recuperação) até ao nível em que estavam antes da bombagem (ver Figura 11.13).

O ensaio de recuperação tem como fim a determinação do valor do rebaixamento residual "s", que vai ser usado para o cálculo da transmissibilidade KH. A determinação do valor de KH, faz-se graficamente usando um papel semi-logarítmico, conforme se pode ver na Figura 11.15. Usa-se o método da superposição, com o qual se pode adicionar efeitos de acontecimentos em tempos diferentes, se o efeito depender linearmente do tempo (ver parágrafo 6.8): para neutralizar a continuação de Q_0 a partir

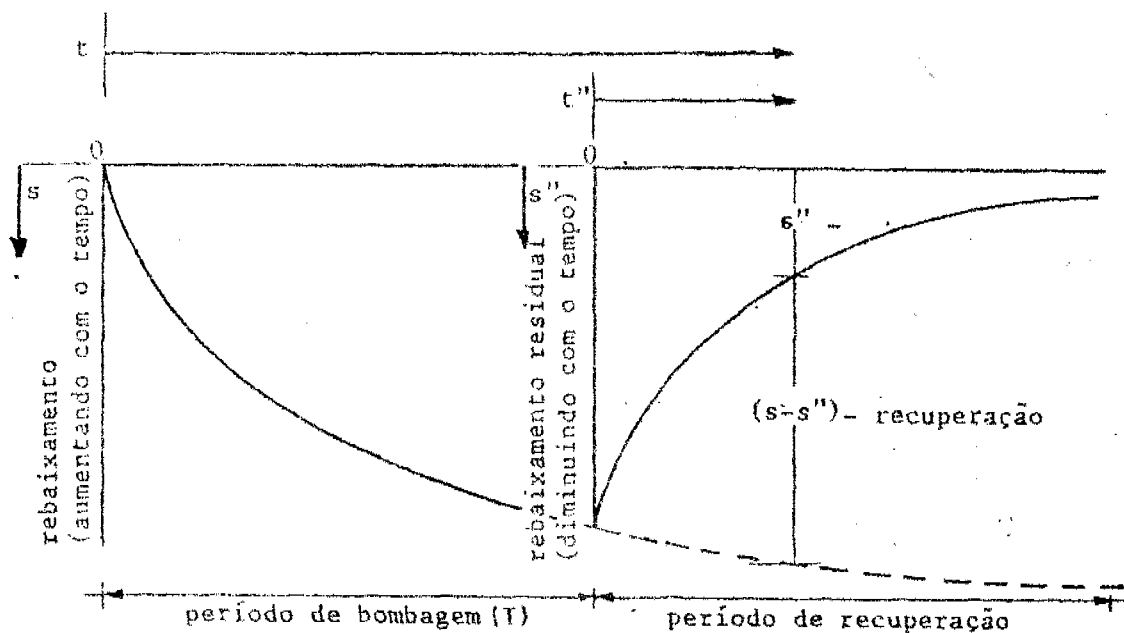


Figura 11.13 Diagrama esquemático do tempo-rebaixamento (residual).

de T, inclui-se matematicamente um valor de $-Q_o$ (ver Figura 11.14). Para aquíferos confinados (e para $U < 0,01$ vale a suposição de JACOB):

Theis :

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} W(u) - \frac{Q_o}{4\pi KH} \ln \frac{2,25KHt}{r^2 S} \quad (11.34)$$

em que

s	= rebaixamento	[m]
Q	= caudal	[m ³ /d]
KH	= transmissibilidade	[m ² /d]
$W(u)$	= função de furo do Theis ("well function")	

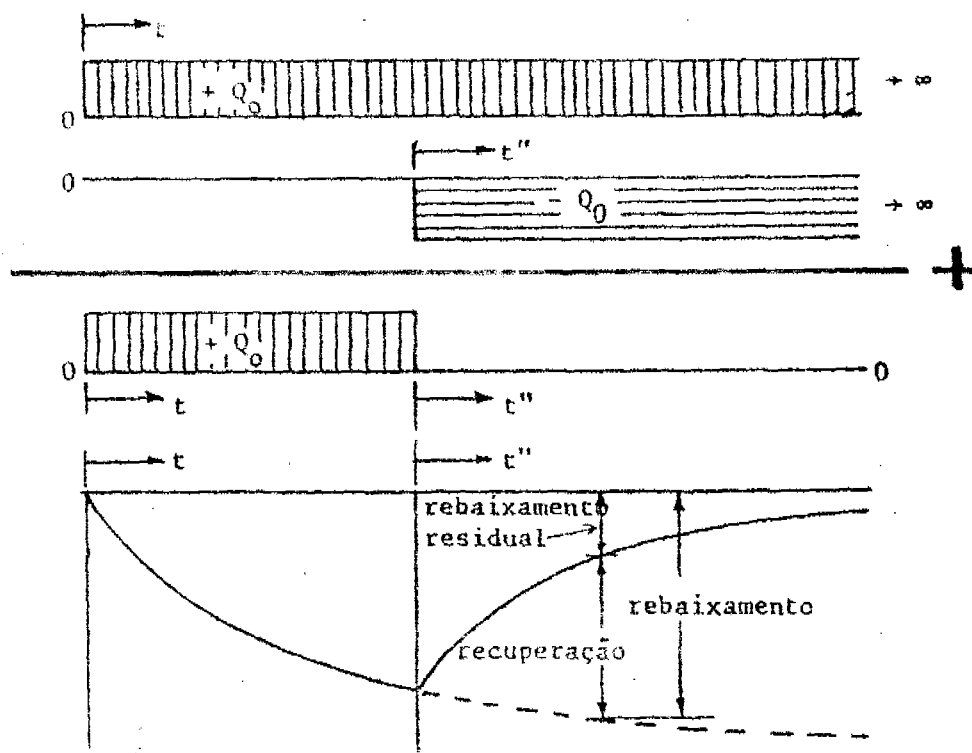
$$W(u) = \int_u^{\infty} \left(\frac{1}{u} e^{-u} \right) du$$

$$u = \frac{Sr^2}{4KHt}$$

em que:

S	= coeficiente de armazenamento	(-)
r	= distância a partir do centro do furo	[m]
t	= tempo a partir do início da bombagem	[d]

132 a



14
Figura 11. Efeitos de bombeamento infinita com caudais positivos e negativos começando aos tempos diferentes.

Superposição:
$$s'' = \frac{Q_o}{4\pi KH} \ln\left(\frac{2,25KHt}{r^2 S}\right) + \frac{-Q_o}{4\pi KH} \ln\left(\frac{2,25KHt''}{r^2 S}\right) \quad (11.35)$$

em que t'' = tempo desde o início da recuperação [d]

ou
$$s'' = \frac{Q_o}{4\pi KH} \ln\frac{t}{t''} - \frac{Q_o}{4\pi KH} \ln\left(\frac{T+t''}{t''}\right) \quad (11.36)$$

em que T = tempo de bombagem [d]

ou
$$KH = \frac{2,30 Q_o}{4\pi s''} \log\frac{T+t}{t''} \quad (11.37)$$

Tomando um ciclo logarítmico: $\log\frac{T+t''}{t''} = 1$

$$s''_1 - s''_2 = \Delta s$$

RECUPERAÇÃO DE THEIS :

$$KH = \frac{2,30Q_o}{4\pi\Delta s''} \quad (11.38)$$

A fim de aplicar o método de recuperação de Theis, faz-se o seguinte:

- Para um piezómetro, ou para o furo bombado, implante os valores de s'' versus os valores de t/t'' (t/t'' na escala logarítmica).
- Trace uma linha recta que coincida, o melhor possível, com os pontos implantados.
- Determine a inclinação da linha recta, isto é: determine " $\Delta s''$ ", a diferença em rebaixamento residual por ciclo logarítmico.
- Substitua os valores de Q_o e $\Delta s''$ na equação (11.38), e resolva para KH:

$$KH = \frac{2,30Q_o}{4\pi\Delta s''} \quad (11.38)$$

N.B. Não é possível calcular o valor do coeficiente de armazenamento, S, com este método. Não se pode determinar o ' t_o ', porque o eixo horizontal t/t'' não tem dimensão.

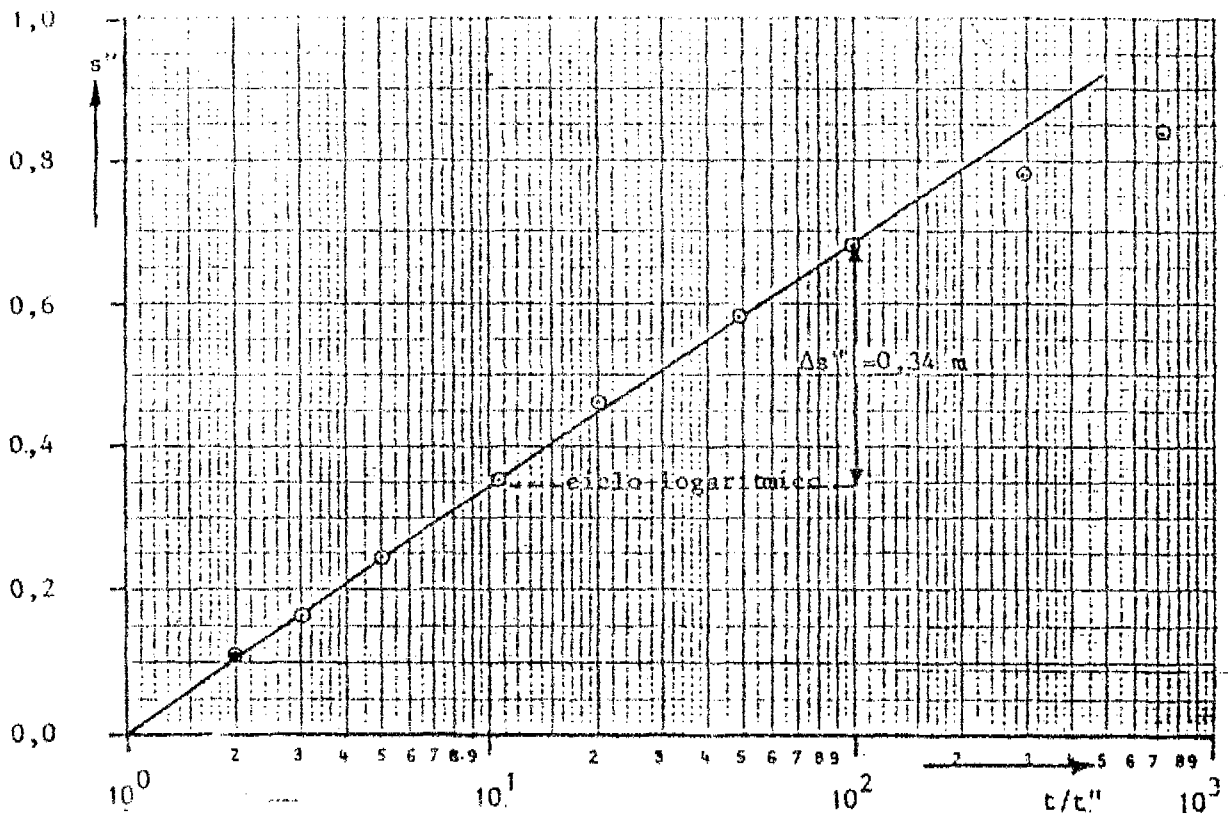


Figura 11.15 Análise dos dados da recuperação, método de Theis.

EXEMPLO DO MÉTODO DE RECUPERAÇÃO DE THEIS:

A bomba dum furo é fechada, depois de 24 horas de bombagem (1440 min), com um caudal de $83.5 \text{ m}^3/\text{h}$ ($2000 \text{ m}^3/\text{d}$). A Tabela 11.8 mostra os dados de recuperação versus o tempo num piezômetro.

Tabela 11.8 Rebaixamentos residuais observados durante a recuperação

t	[min]	1442	1445	1455	1470	1515	1590	1800	2160	2880
t''	[min]	2	5	15	30	75	150	360	720	1440
s''	[m]	0,84	0,78	0,68	0,58	0,46	0,35	0,24	0,16	0,11
t/t''		721	290	97	49	20	10,6	5	3	2

A implantação de "s" versus "t/t" no papel semi-logarítmico (ver a Figura 11.15), rende $\Delta s'' = 0,34 \text{ m}$. Substituindo os valores apropriados na equação (11.38) e resolvendo para KH, teremos:

$$KD = \frac{2,3Q_0}{4\pi\Delta s''} = \frac{2,3(2000)}{4(3,14)0,34} = 1077 \text{ m}^2/\text{d} \approx 1100 \text{ m}^2/\text{d}$$

11.4.4 Fluxo radial permanente em aquíferos semi-confinados: Método de De Glee.

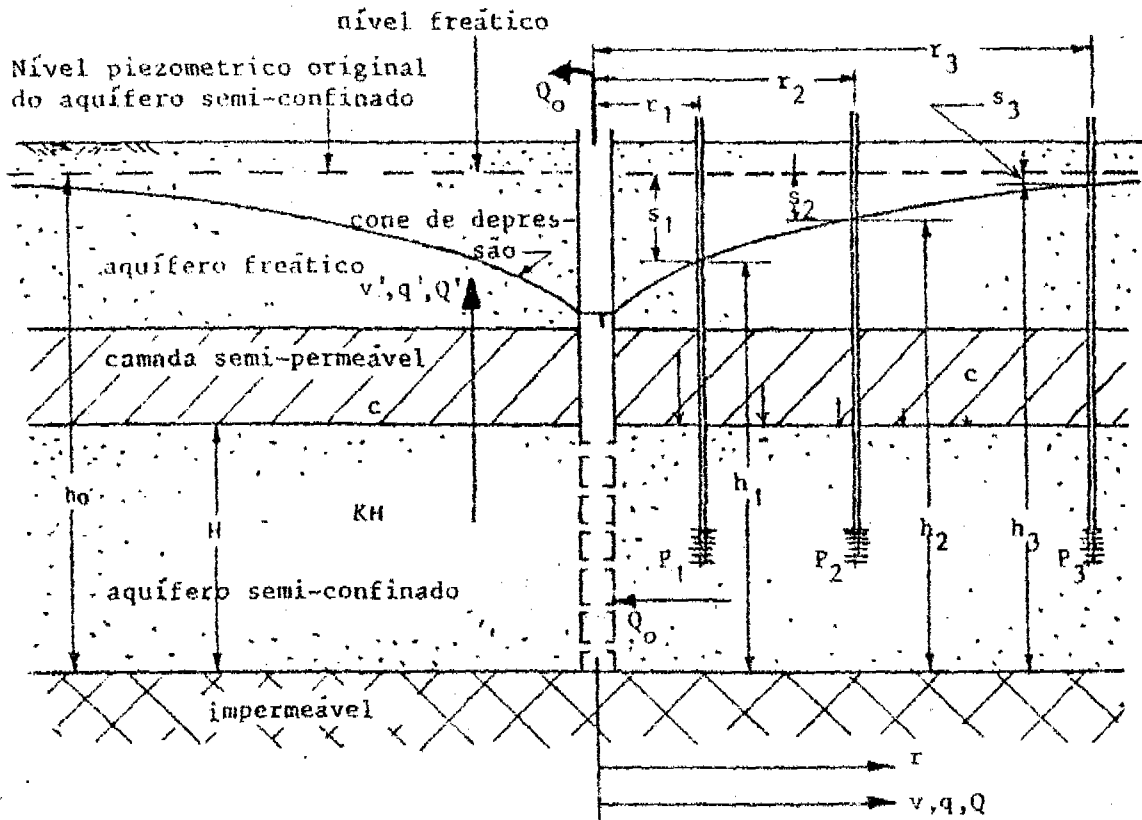


Figura 11.16 Esquema dum aquífero semi-confinado bombeado.

Na natureza, os aquíferos perfeitamente confinados ou freáticos são raras vezes encontrados. Com mais frequência, encontram-se aquíferos semi-confinados. Estes aquíferos são muito comuns nas áreas aluviais como deltas, planícies costeiras, vales do rio e bacias antigas das lagoas.

Caso seja bombeado um aquífero semi-confinado, como o indicado na Figura 11.16, a água é retirada não só do aquífero mas também da camada confinante, e/ou do aquífero acima desta camada semi-permeável.

A velocidade aparente da água, atravessando a camada semi-permeável é proporcional à diferença entre o nível piezométrico e o nível freático; então:

$$v = \frac{h_f - h_p}{c} \quad (11.39)$$

onde, h_p = nível piezométrico no aquífero semi-confinado
 h_c = nível freático na camada confinante e/ou no aquífero freático acima da camada confinante.
 c = resistência hidráulica da camada confinante.

A fórmula que descreve o fluxo horizontal no aquífero semi-confinado, tomando em conta o fluxo vertical através da camada confinante, é baseada na suposição de que o nível freático manter-se-á constante (na prática significa que o rebaixamento do nível freático durante o ensaio deve ser menor do que 5 % da espessura do aquífero freático).

O método de DeGlee

Além das suposições mencionadas no ponto 11.4.1, é necessário satisfazer as seguintes condições limitantes:

- O aquífero é semi-confinado;
- O fluxo está na fase permanente (o nível não muda com o tempo);
- A superfície freática mantém-se constante (rebaixamento menor do que 5 % da soma da espessura do aquífero freático e a espessura da camada confinante) de tal maneira que o fluxo vertical, através da camada confinante, seja proporcional ao rebaixamento do nível piezométrico;
- $L > 3 H$, onde $L = \sqrt{KHc}$

Darcy:

$$v = K \frac{ds}{dr}$$

$$q = vH = KH \frac{ds}{dr}$$

$$Q = 2\pi r q = 2\pi r KH \frac{ds}{dr} \quad (11.40)$$

Fluxo vertical: Uma vez que se assumiu um lençol freático constante, é possível separar o fluxo vertical num componente devido à situação natural e de bombagem (princípio de superposição). O fluxo vertical por causa da bombagem fica:

$$v' = -\frac{(h_o - h)}{c}$$

ou ($h_o = h + s$ \longrightarrow $h = h_o - s$):

$$v' = -\frac{(h_o - h_o + s)}{c} = -\frac{s}{c}$$

Continuidade: Para uma faixa circular o fluxo vertical de entrada Q' é igual a: (ver Figuras 11.16 e 11.17):

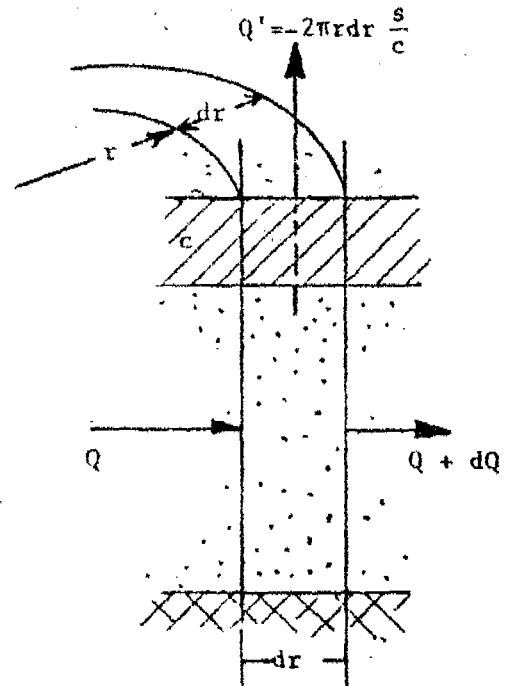
$$Q' = -2\pi r dr \frac{s}{c}$$

A lei de continuidade diz que o fluxo de entrada = fluxo de saída, pelo que:

$$Q - Q' = Q + dQ \quad , \text{ ou}$$

$$0 = -2\pi r dr \frac{s}{c} + dQ \quad , \text{ ou}$$

$$\frac{dQ}{dr} = 2\pi r \frac{s}{c} \quad (11.41)$$



Diferenciando a equação (11.27) resulta em

Figura 11.17 Corte duma faixa circular: continuidade

$$\frac{dQ}{dr} = 2\pi KH \frac{d}{dr} \left[r \frac{ds}{dr} \right] = 2\pi KH \left[r \frac{ds^2}{dr^2} + \frac{ds}{dr} \right] \quad (11.42)$$

Substituindo a equação (11.41) na equação (11.42), dá a seguinte equação diferencial:

$$2\pi KH \left[r \frac{d^2s}{dr^2} + \frac{ds}{dr} \right] = 2\pi r \frac{s}{c}$$

Dividindo por $2\pi KHr$, resulta em:

$$\frac{d^2s}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{ds}{dr} = \frac{s}{KHc}$$

O factor KHc é uma constante. Pode-se substituir:

$$L = KHc \quad \text{ou,} \quad c = L^2/KH$$

Então, substituindo esta expressão na equação (11.43), teremos:

$$\frac{d^2s}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{ds}{dr} - \frac{s}{L^2} = 0 \quad (11.44)$$

Esta equação diferencial resolve-se pela substituição de $r = xL$, resultando na outra equação diferencial:

$$\frac{d^2s}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{dr}{dx} - s = 0$$

que representa a equação diferencial modificada de Bessel de grau nulo. A solução, aplicando as condições de fronteira (para $r = \infty$, $s = 0$ e para $r = 0$, e $Q = -Q$), é a fórmula de De Glee:

de Glee
$$s = \frac{Q_0}{2\pi KH} K_0(r/L) \quad (11.45)$$

A função $K_0(r/L)$ é uma função, cujos valores de $K_0(r/L)$ versus (r/L) são dados na Tabela 11.9. A Figura 11.18 mostra estes valores no papel logarítmico.

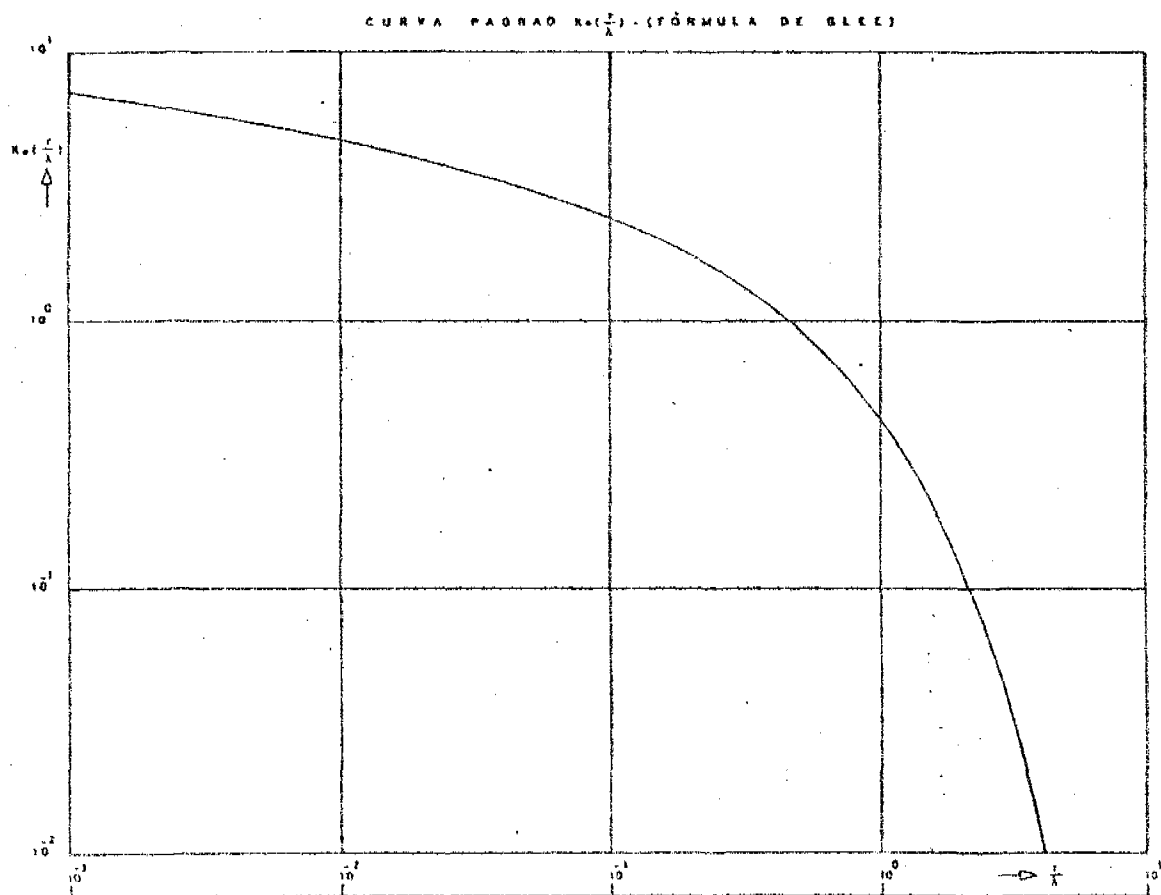


Figura 11.18 A curva-padrão de De Glee: $K_0(r/L)$ versus (r/L) .

Tabela 11.9 Valores de $K_0(x)$ versus x .

x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$
0,01	4,72	0,2	1,75	1,4	0,244	2,6	0,0554	3,8	0,0140
0,02	4,03	0,4	1,11	1,6	0,188	2,8	0,0438	4,0	0,0112
0,04	3,34	0,6	0,777	1,8	0,146	3,0	0,0347	4,2	0,0089
0,06	2,93	0,8	0,565	2,0	0,144	3,2	0,0276	4,4	0,0071
0,08	2,65	1,0	0,421	2,2	0,0893	3,4	0,0220	4,6	0,0057
0,10	2,43	1,2	0,318	2,4	0,0702	3,6	0,0175	4,8	0,0046

O uso da fórmula de De Glee para a determinação de KH e ζ com base num ensaio de aquífero, requer medições do rebaixamento em, pelo menos, três piezómetros a distâncias diferentes do furo. O cálculo directo dos valores para KH e c não é possível. Contudo, De Glee desenvolveu um processo gráfico que tornou possível determinar KH e c se as outras grandezas forem conhecidas.

Repete-se a equação (11.45):

$$s = \frac{Q_0}{2\pi KH} K_0(r/L) \quad (11.45)$$

pode-se escrever

$$r = L \frac{r}{L} \quad (11.46)$$

Tomando o logaritmo das equações escritas acima, resulta em :

$$\begin{array}{ccc} \log s & = & \log K_0(r/L) + \log \frac{Q_0}{2\pi KH} \\ \uparrow & & \uparrow \\ \text{curva dos} & & \text{curva padrão} \\ \text{dados do campo} & & \text{de De Glee} \\ \downarrow & & \downarrow \\ \log r & = & \log K_0(r/L) + \log L \end{array} \quad (11.47)$$

$$\log r = \log K_0(r/L) + \log L \quad (11.48)$$

Este arranjo é útil para separar as constantes $\frac{Q_0}{2\pi KH}$ e L , a partir das variáveis. O método de De Glee compreende os seguintes passos:

Construa uma curva de $K_0(r/L)$ versus (r/L) no papel logarítmico. A curva é conhecida como a curva-padrão de De Glee e é feita através dos valores da

Tabela 11.9. A Figura 11.18 mostra a curva-padrão de $K_o(r/L)$ versus (r/L) .

- Imprima os valores do rebaixamento versus o valor correspondente de r no papel logarítmico da mesma escala. No caso de " Q_o " ser constante, as equações (11.47) e (11.48) mostram que $K_o(r/L)$ é uma função de (r/L) , da mesma maneira que " s " é uma função de " r ". Por isso, é possível sobrepor a curva dos dados na curva-padrão, mantendo os eixos das coordenadas paralelos, até que os dados de campo coincidam, o melhor possível, com a curva-padrão.
- Conseguindo-se uma boa ajustagem das curvas, escolha um ponto (A) de coincidência na parte sobreposta das curvas e determine, para este ponto, os valores das coordenadas $K_o(r/L)_A$, $(r/L)_A$, s_A e r_A . É conveniente escolher um ponto de coincidência, cujas coordenadas da curva-padrão são conhecidas, como por exemplo $K_o(r/L)_A = 1$.
- Substitua estes valores na equação (11.45), resolvendo para KH:

$$KH = \frac{Q_o}{2\pi s_A} K_o(r/L)_A \quad (11.49)$$

- Substitua os valores de KH, $(r/L)_A$, e r_A na seguinte equação para calcular o valor de c :

$$c = \frac{L^2}{KH} \frac{1}{(r/L)_A} \frac{r_A^2}{2 KH} \quad (11.50)$$

EXEMPLO DO MÉTODO DE 'GLEE'

Um furo num aquífero semi-confinado é bombado com um caudal constante de 100 m³/hora = 2400 m³/d. Depois dum certo período, o sistema atingiu a fase do fluxo permanente e foram medidos os seguintes rebaixamentos permanentes (constantes) (ver Tabela 11.10).

Tabela 11.10 Os rebaixamentos permanentes e a distância de furo bombado.

Distância	r [m]	25	50	150	250
Rebaixamento	s [m]	0,31	0,22	0,09	0,05

A Figura 11.19 mostra a curva de " r " versus " s " sobreposta na curva-padrão de De Glee, $K_o(r/L)$ versus (r/L) . O ponto de coincidência A, escolheu-se para as coordenadas da curva-padrão: $K_o(r/L)_A = 1$ e $(r/L)_A = 1$. As coordenadas correspondentes na curva dos dados de campo são:

$$s_A = 1,33 \cdot 10^{-1} = 0,133 \text{ m, e } r_A = 2,25 \cdot 10^2 = 225 \text{ m}$$

Introduzindo estes valores e o valor de $Q_o = 2400$ m³/dia nas equações (11.49) e (11.50), teremos:

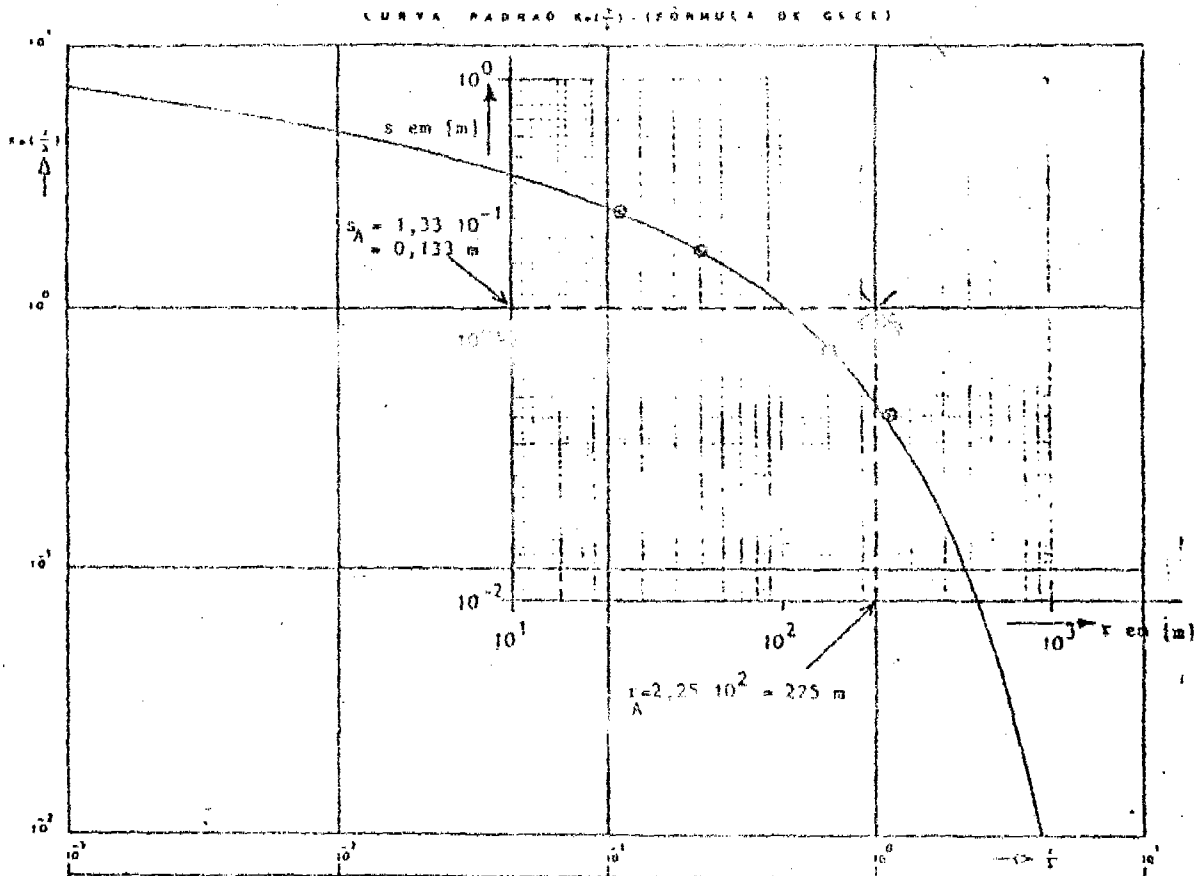


Figura 11.19 Análise dos dados do ensaio de aquífero com o método de De Glee.

$$KH = \frac{Q}{2\pi s_A} K_o(r/L)_A = \frac{2400}{2(3,14)0,133} (1) = 2873,4 \approx 2900 \text{ m}^2/d$$

$$c = \frac{1}{(r/L)^2} \frac{r_A^2}{KH} = \frac{225^2}{(1)^2 2900} = 17,45 \approx 17 \text{ d}$$

11.4.5 Fluxo radial permanente em aquíferos freáticos: método de Thiem-Dupuit

Todos os ensaios discutidos anteriormente, tratam de aquíferos confinados ou semi-confinados, onde a espessura do aquífero, H , é constante, e onde as linhas do fluxo são horizontais e paralelas. No caso dos ensaios num aquífero freático, a superfície freática é livre e representa uma fronteira não-linear. A fim de poder resolver este problema de fluxo, é necessário aplicar as suposições de Dupuit-Forchheimer (ver o ponto 6.5.4).

- as suposições no ponto 11.4.1;
- as suposições de Dupuit-Forchheimer;
- o aquífero é freático;
- o fluxo para o furo é permanente (fluxo em equilíbrio).

Lei de Darcy:

$$v = -K \frac{dh}{dr} \quad (11.51)$$

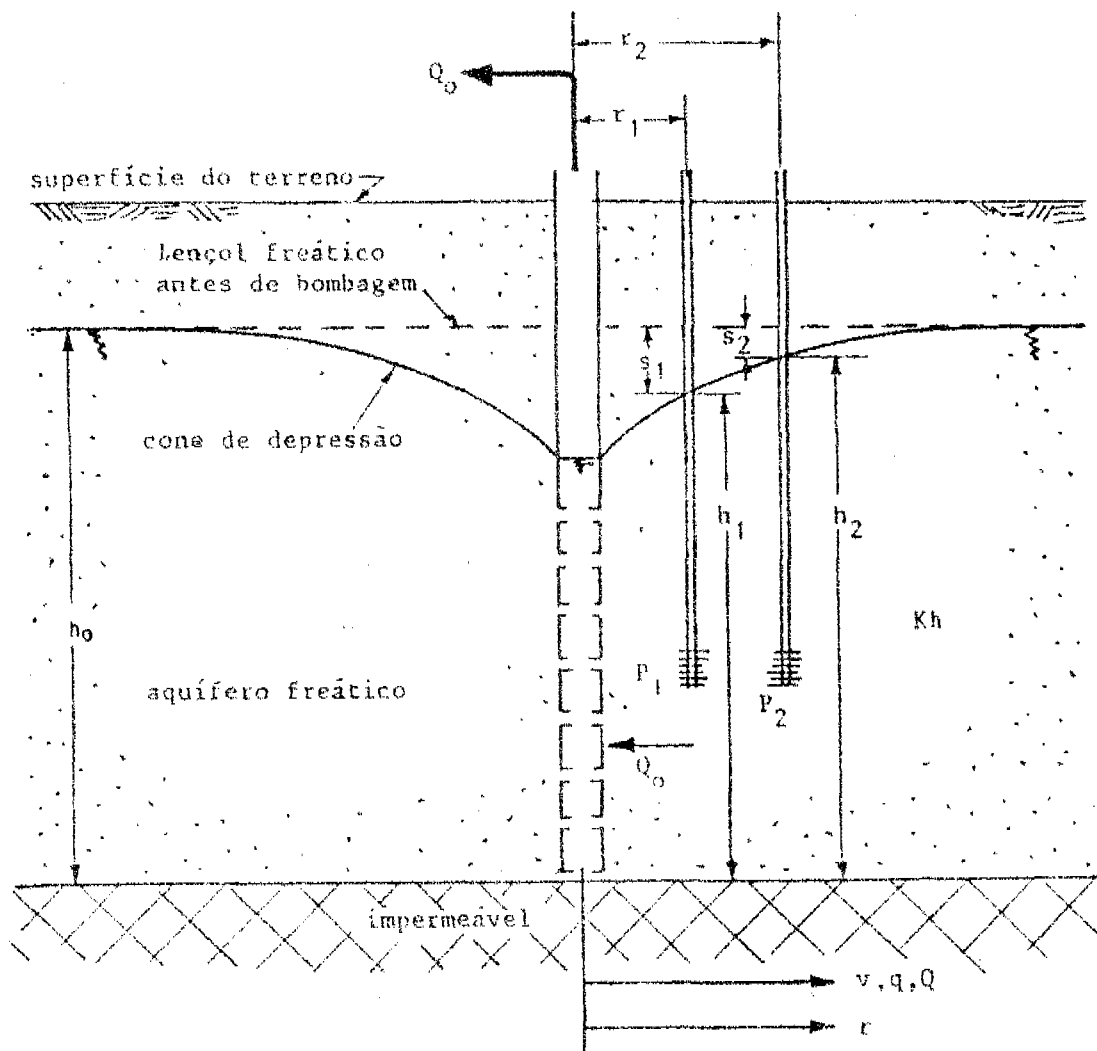


Figura 11.20 Esquema dum aquífero freático bombeado.

Existe uma relação entre h_0 , h e s (ver Figura 11.20).

$$h = h_0 - s \quad (11.52)$$

Substituindo (11.52) na equação (11.51), teremos:

$$v = -K \frac{d(h_o - s)}{dr} = -K \frac{dh_o}{dr} + K \frac{ds}{dr}$$

Ou, ($h_o = \text{constante}$, então $dh_o/dr = 0$):

$$v = K \frac{ds}{dr} \quad (11.53)$$

Esta equação é idêntica à equação da velocidade aparente nos aquíferos confinados. Para o fluxo unitário escreve-se:

$$q = h v = Kh \frac{ds}{dr} \quad (11.54)$$

O fluxo radial a distância "r" do furo é igual a:

$$Q = 2\pi r q = 2\pi r Kh \frac{ds}{dr} \quad (11.55)$$

Continuidade:

$$Q = Q_o \quad (11.56)$$

Substituindo a equação (11.56) na equação (11.55), teremos:

$$Q_o = 2\pi r Kh \frac{ds}{dr}, \text{ ou}$$

$$\frac{Q_o}{2\pi r K} = h \frac{ds}{dr} \quad (11.57)$$

Substituindo a expressão $h = h_o - s$ na equação (11.57), teremos:

$$\frac{Q_o}{2\pi r K} = h_o \frac{ds}{dr} - s \frac{ds}{dr}$$

e, dividindo por h_o e 'multiplicando' por dr , teremos:

$$\frac{Q_o}{2\pi r K h_o} dr = ds - \frac{1}{h_o} s ds \quad (11.58)$$

Integrando a equação (11.58), dá a seguinte equação diferencial:

$$\frac{Q_o}{2\pi Kh_o} \ln r - s - \frac{s^2}{2h_o} + C_1 \quad (11.59)$$

Sujeitas às seguintes condições de fronteira: para $r = r_1$, $s = s_1$
para $r = r_2$, $s = s_2$

Substituindo $r = r_1$ e $r = r_2$ na equação (11.59):

$$-\frac{Q_o}{2\pi Kh_o} \ln r_1 - s_1 - \frac{s_1^2}{2h_o} + C_1 \quad (11.60)$$

$$-\frac{Q_o}{2\pi Kh_o} \ln r_2 - s_2 - \frac{s_2^2}{2h_o} + C_1 \quad (11.61)$$

Subtraindo a equação (11.61) da equação (11.60), resulta em:

$$\frac{Q_o}{2\pi Kh_o} (\ln r_2 - \ln r_1) - s - \frac{s_1^2}{2h_o} - (s - \frac{s_2^2}{2h_o}) \quad (11.62)$$

Substituindo a seguinte expressão:

$$s' - s - \frac{s^2}{2h_o}, \text{ então :}$$

$$s_1 - \frac{s_1^2}{2h_o} - s_1' \quad \text{e} \quad s_2 - \frac{s_2^2}{2h_o} - s_2'$$

resulta em:

$$\frac{Q_o}{2\pi KH} \ln(r_2/r_1) - s_1' - s_2' \quad (11.63)$$

ou, resolvendo para a transmissibilidade Kh_o :

DUPIET-THIEM :

$$\boxed{Kh_o = \frac{Q_o}{2\pi(s_1' - s_2')} \ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (11.64)$$

Esta fórmula é idêntica à fórmula de Thiem para aquíferos confinados (ver a equação 11.10) e pode-se seguir os mesmos procedimentos como descritos no ponto (11.4.2) para o cálculo do valor de transmissibilidade KH.

A única diferença é que antes de usar a fórmula (11.64), é necessário que se reduza os rebaixamentos do campo, s , em rebaixamentos corrigidos, s' , de acordo com a fórmula:

$$s' = s - \frac{s^2}{2h_0} \quad (11.65)$$

onde, s' = rebaixamento corrigido
 s = rebaixamento medido no campo
 h_0 = espessura saturada do aquífero freático fóra da zona de influência de bombagem

11.4.6 Fluxo radial não-permanente e permanente, em aquíferos freáticos

Num aquífero freático, o fluxo não-permanente para um furo bombado, é semelhante ao fluxo não-permanente para um furo bombado num aquífero confinado. Consequentemente, os métodos elaborados nos pontos 11.4.3 a 11.4.5, podem ser usados para a análise dum ensaio dum aquífero freático, satisfazendo:

- as suposições do ponto 11.4.1;
- as suposições de Dupuit-Forchheimer e as condições limitantes;
- o aquífero é freático;
- o fluxo para o furo é não-permanente;
- água removida do armazenamento é descarregada instantaneamente com o rebaixamento do nível freático; e
- o diâmetro do furo é extremamente pequeno, isto é; pode-se desprezar o armazenamento de água no furo.

IMPORTANTE : em todas as equações, o rebaixamento "s" deve ser substituído por : $s' = s - s^2/2h_0$

♦ *Pergunta 4. Faça um sumário dos capítulos 11.4.2 até 11.4.6, com menos de 10 linhas.* ♦

11.5 EXECUÇÃO E ANÁLISE DUM ENSAIO DE CAUDAL ESCALONADO

11.5.1 Introdução

As fórmulas apresentadas na Secção 11.4 referem-se ao rebaixamento que ocorre na zona do aquífero, ou na zona da formação aquífera (ver Figura 11.21). São válidas, sob a condição de penetração completa, quer dizer, o filtro tem o comprimento igual à espessura do aquífero. O fluxo é horizontal, laminar e segue a Lei de Darcy.

Usando as fórmulas da Secção 11.4, pode-se calcular o rebaixamento para $r = r_e$, o raio efectivo do furo (igual ao raio do envoltório), chamado s_e . No caso de penetração parcial, o fluxo na zona da formação, perto do limite do envoltório, tem um componente vertical que resulta num aumento do rebaixamento s_p . O fluxo é ainda laminar, e os rebaixamentos no regime laminar são directamente proporcionais ao caudal bombado.

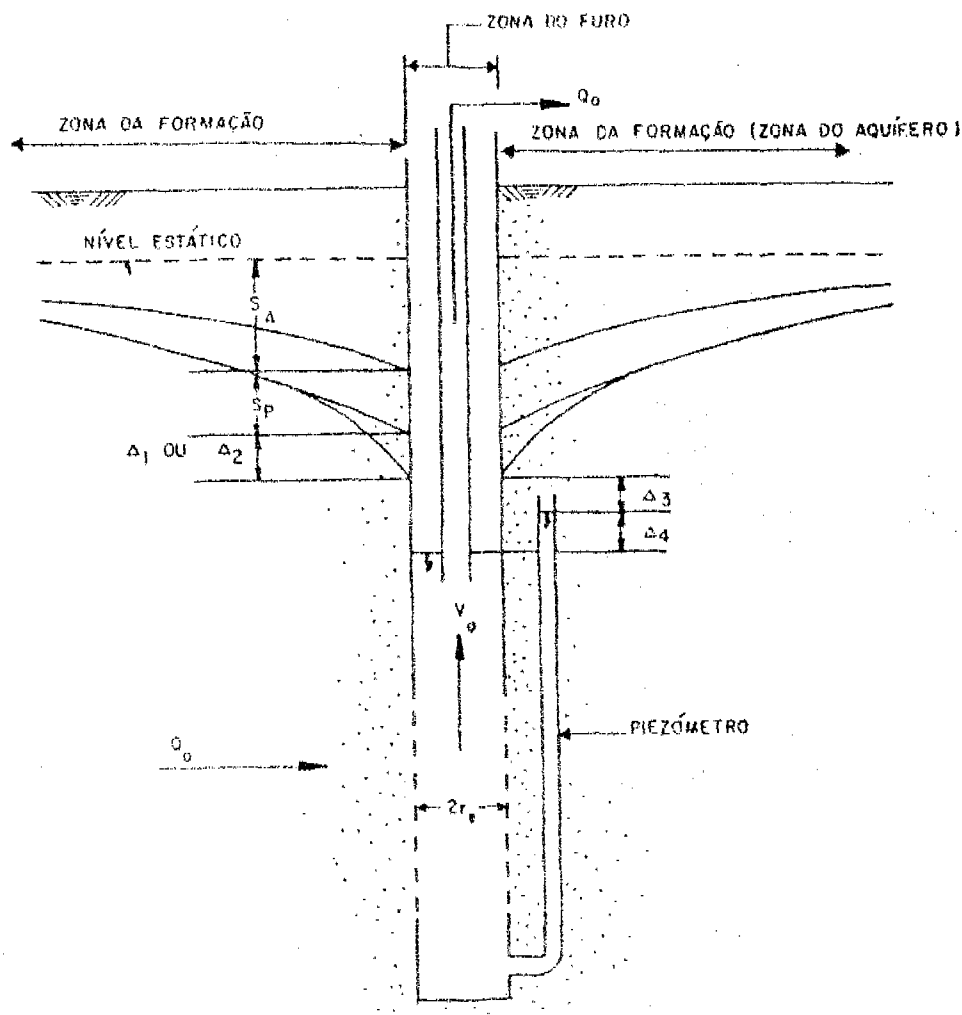


Figura 11.21 Esquemática da resistência do fluxo para o

furo.

Dentro da zona do furo (é o envoltório e a zona do filtro), a velocidade do fluxo aumenta até que o fluxo passa de fluxo laminar para fluxo turbulento. Nesta situação a lei de Darcy não é válida.

Os rebaixamentos, em regime turbulento, são proporcionais a uma certa potência do caudal bombado, que pode ser igual ou maior do que 2. Os rebaixamentos na zona do furo consistem de perdas laminares e turbulentas indicadas por $\Delta 1$, $\Delta 2$, $\Delta 3$ e $\Delta 4$, e calcula-se para saber o nível actual de água dentro da tubagem, que não é igual ao rebaixamento calculado com as fórmulas da Secção 11. 4. O conhecimento do rebaixamento total (perda de carga total) s_a , s_p , $\Delta 1$ a $\Delta 4$, permite saber o rebaixamento máximo disponível no furo bombado, e, assim, o caudal máximo do furo.

♦ *Pergunta 5. Porque é importante que, em cada novo furo, se execute um ensaio de furo escalonado?* ♦

11.5.2 A relação entre o rebaixamento total no furo e o caudal bombado

Resumimos os componentes do rebaixamento total,

- s_a = rebaixamento na zona de formação, no limite do envoltório com penetração e perfuração completa. Este rebaixamento é necessário para transportar a água até o furo. Representa uma perda laminar.
- s_p = rebaixamento adicional na zona de formação, devido à penetração parcial do filtro (o comprimento do filtro é menor do que a espessura do aquífero). Isto é uma perda laminar.
- $\Delta 1$ = rebaixamento adicional devido à perfuração parcial do próprio filtro. No caso do filtro possuir o mesmo tamanho e número de aberturas, como os poros da formação adjacente, o fluxo passa da formação para dentro do filtro, sem perda adicional (por exemplo no caso do filtro contínuo de Johnson ou filtros contínuos de PVC).
No caso dum filtro com aberturas pequenas, resulta duma concentração das linhas do fluxo. Isto causa um rebaixamento adicional.
Se o furo tiver um envoltório, esta perda é desprezável (devido à permeabilidade muito mais alta do material do envoltório). No caso de um furo sem envoltório, esta perda é normalmente laminar, mas, sob condições de caudais altos e quando o material aquífero for de grão grosseiro, esta perda pode ser parcialmente turbulenta.
- $\Delta 2$ = rebaixamento devido à resistência na zona de envoltório. Existe só se o furo tiver um envoltório. Esta perda é laminar. Sob condições de caudais excessivos pode ser parcialmente turbulenta.
- $\Delta 3$ = perdas de entrada que ocorrem quando a água entra no filtro. Isto faz contracção do fluxo e causa uma perda turbulenta.

- $\Delta 4$ = perdas de fricção e turbulência que acompanha o fluxo para cima, dentro da tubagem. No caso duma bomba submersível, ocorre um rebaixamento extra, devido à entrada de água na bomba. Todas estas perdas são perdas turbulentas.

Normalmente, os rebaixamentos ocorridos na zona do furo e os rebaixamentos na zona da formação, são agrupados da seguinte maneira:

- Perdas da formação s_{fo} : são perdas com carácter regional representadas por:

$$s_{fo} = s_a + s_p = AQ \quad (11.66)$$

(A = constante, Q = caudal bombado)

- Perdas do furo s_{fu} : são perdas que ocorrem só no furo ou na vizinhança imediata do furo. Para os furos sem envoltório são representadas por:

$$s_{fu} = \Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 4 \quad (11.67)$$

Para os furos com envoltório, as perdas são representadas por:

$$s_{fu} = \Delta 2 + \Delta 3 + \Delta 4 \quad (\Delta 1 = 0) \quad (11.68)$$

As perdas do furo incluem perdas laminares e perdas turbulentas e podem ser representadas pela fórmula:

$$\Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 3 + \Delta 4 = BQ + CQ^n \quad (11.69)$$

(B, C e n são constantes)

Juntando todos os rebaixamentos, chega-se a:

$$s = s_{fo} + s_{fu} \quad \text{ou,}$$

perdas da formação perdas do furo

$$s = AQ + BQ + CQ^n \quad (11.70)$$

fluxo laminar

fluxo turbulento

Na Figura 11.22 mostra-se a esquematização das perdas num furo sem envoltório. Normalmente somente as perdas $\Delta 3$ e $\Delta 4$ são turbulentas. A perda $\Delta 1$ (perfuração parcial do filtro) normalmente é laminar. Prevalece fluxo turbulento quando o número de

Reynolds é maior do que 2,

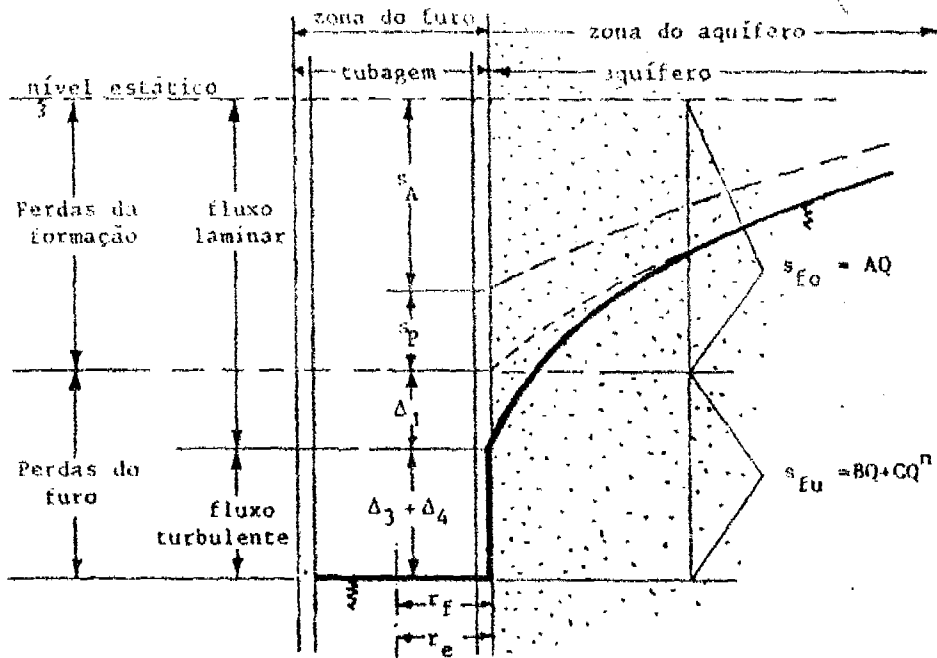


Figura 11.22 Resistência dum furo sem envoltório sob condições normais.

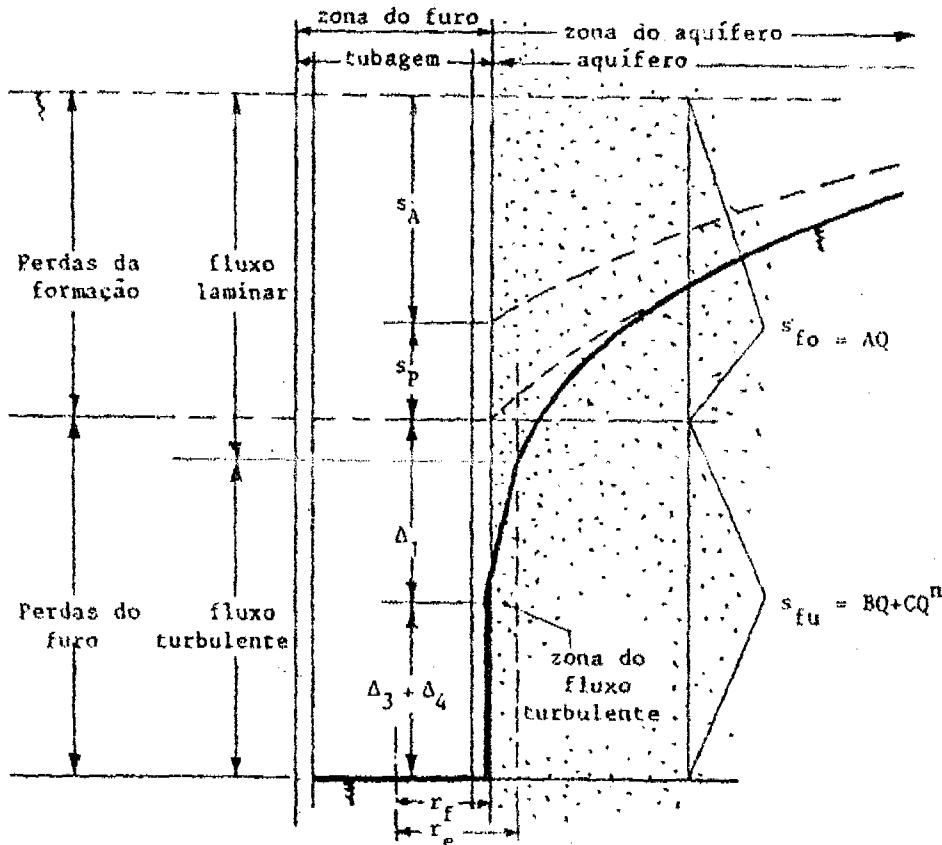


Figura 11.23 Resistência dum furo sem envoltório com caudal excessivo em material aquífero grosseiro.

Para um furo sem envoltório, o material aquífero perto do filtro é bastante fino (d_{10} é pequeno), o que resulta num número de Reynolds menor do que 2. Contudo, quando o próprio material aquífero tiver grão grosseiro e sob condições dos caudais excessivos, o número de Reynolds pode ultrapassar o valor crítico. Isto é mostrado na Figura 11.23.

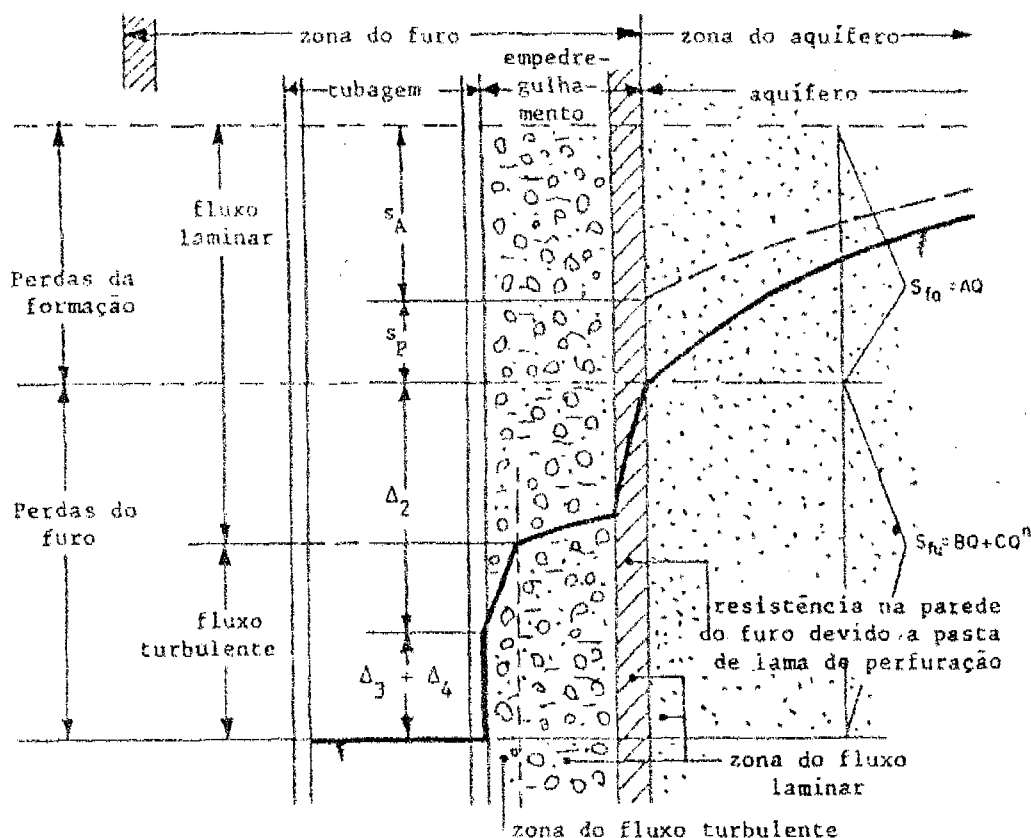


Figura 11.24 Resistência dum furo com envoltório e desenvolvimento mal executado.

De salientar que, na prática, a construção como indicada na Figura 11.22 quase não existe. Qualquer furo nas formações sedimentares, devido ao método de perfuração normalmente usado, é desenvolvido por bombagem do furo após o seu acabamento. Significa que os grãos finos, perto do filtro, saem do aquífero, ficando os grãos maiores. Actualmente, o desenvolvimento do furo faz um envoltório natural que estende a zona do furo além do raio exterior do filtro. Um desenvolvimento bem executado pode resultar num envoltório natural com dimensão igual à representada na Figura 11.25.

A Figura 11.24 mostra um furo com envoltório artificial com um desenvolvimento mal executado. Verifica-se que ainda fica uma pasta de lama de perfuração na parede do furo, e talvez o envoltório tenha vestígios de bentonite. Num tal furo, a bombagem conseqüentemente mostra grandes perdas do furo, nomeadamente na zona do envoltório.

No caso dum bom desenvolvimento, os rebaixamentos mostram um comportamento como indicado na Figura 11.25. De salientar que no caso do grão muito grosseiro de envoltório, o fluxo perto do filtro pode tornar-se turbulento.

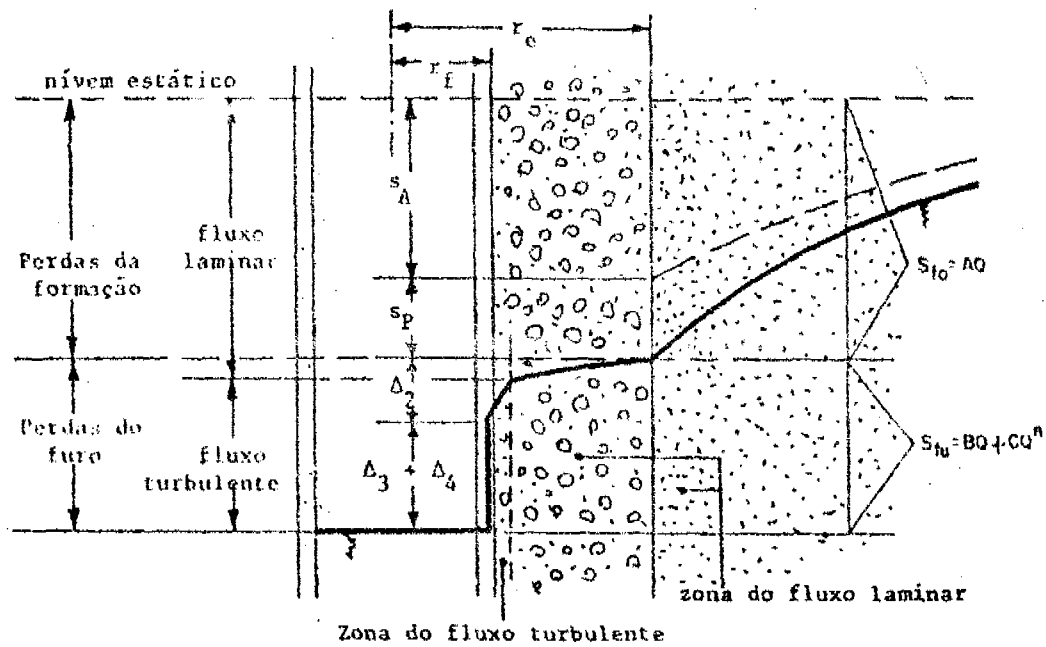


Figura 11.25 Resistência dum furo com envoltório depois do desenvolvimento Resumindo, o rebaixamento total no furo bombado, é apresentado pela fórmula:

$$s = (A+B)Q + CQ^n \tag{11.70}$$

que é apresentada, graficamente, na Figura 11.26.

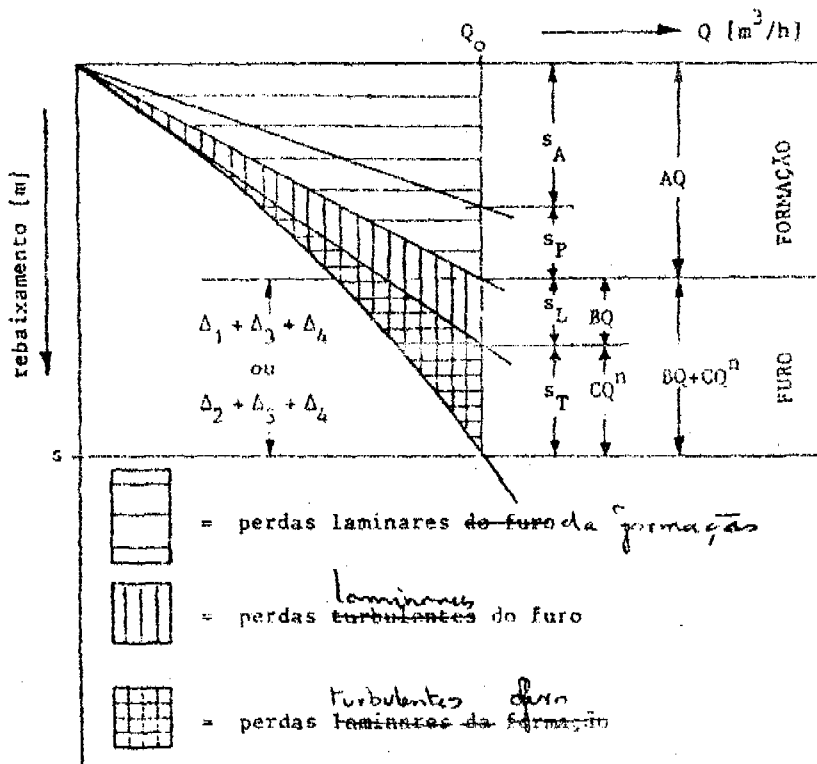


Figura 11.26 Relação entre o caudal bombado e o rebaixamento no furo, dividido em perdas da formação e perdas do furo.

Dividindo a fórmula (11.70) por Q , obtém-se a expressão para o rebaixamento específico (s/Q):

$$\frac{s}{Q} = (A+B) + CQ^{n-1} \quad (11.71)$$

A parte " CQ^{n-1} " da equação (11.71) representa as perdas de cargas turbulentas. No caso das perdas de carga turbulentas serem excessivas, isto pode indicar:

- projecto deficiente do furo;
- má construção;
- desenvolvimento insuficiente; ou
- entupimento do filtro ou do envoltório.

Um bom furo caracteriza-se por valores de n entre 2 e 2,5.

Um furo é razoável se n for entre 2,5 e 4, e normalmente é duvidoso se $n > 4$.

- ♦ *Pergunta 6. Que tipo de curva é a equação 11.71? Quantos pontos se precisam para descrever esta curva?* ♦

11.5.3 Execução do ensaio escalonado

Através dum ensaio escalonado, faz-se a relação entre três estágios de bombagem, no mínimo, e os respectivos rebaixamentos. O ensaio escalonado consiste em bombar um furo com um determinado caudal, e ler os rebaixamentos respectivos até que estes sejam constantes. Em seguida, faz-se um incremento de caudal, lê-se os rebaixamentos resultantes durante uma duração suficiente para obter quase uma situação estática, fazendo-se o mesmo para o outro incremento de caudal que resultará na obtenção de três caudais e respectivos rebaixamentos s_1 , s_2 e s_3 (ver Figura 11.27). Normalmente, deve-se corrigir para o facto da situação estática ainda não ter atingido completamente, resultando em (ver Figura 11.27):

$$s_2 = s_1 + \Delta s_2 \quad (11.72)$$

e

$$s_3 = s_2 + \Delta s_3 \quad (11.73)$$

Assim, o Δs_2 (ver a Figura 11.27) é igual à distância entre o ponto 1_e (ponto 1 extrapolado) e 2, e o Δs_3 é igual à distância entre o ponto 2_e e o ponto 3.

Para obter uma melhor precisão nas extrapolações, implanta-se os rebaixamentos em escala linear e o tempo contado desde o início do ensaio em escala logarítmica. A Figura 11.28 representa o gráfico dos rebaixamentos versus o tempo dum ensaio de caudal escalonado, executado no Furo I-14, que faz parte dum campo de furos no Vale do Infulene, perto de Maputo. Pode-se ver que para o primeiro estágio, o tempo está estendido, e que é muito fácil extrapolar a linha dos rebaixamentos através duma linha

recta. Contudo, para os 2º e 3º estágios, o tempo, por causa da escala logarítmica, está muito comprimido e as linhas de rebaixamento são curvas.

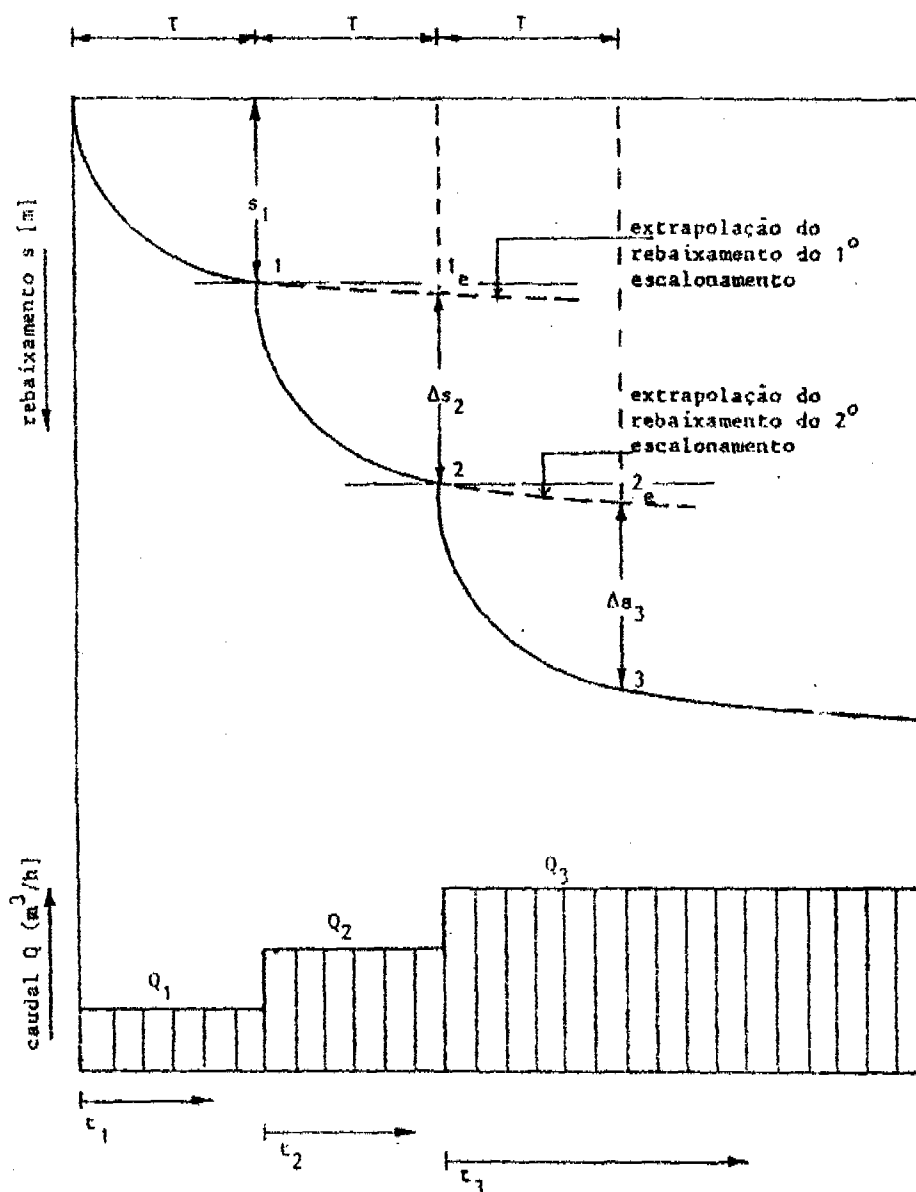


Figura 11.27 Gráfico dum ensaio de caudal escalonado com estágios de igual duração.

O melhor método consiste em implantar, para cada estágio, os rebaixamentos numa nova escala logarítmica de tempo. Neste caso, cada estágio tem a mesma escala logarítmica, e pode-se extrapolar o rebaixamento através de uma linha recta para cada estágio.

A Figura 11.29 mostra a implantação de cada estágio na mesma escala logarítmica do ensaio do furo I₁4.

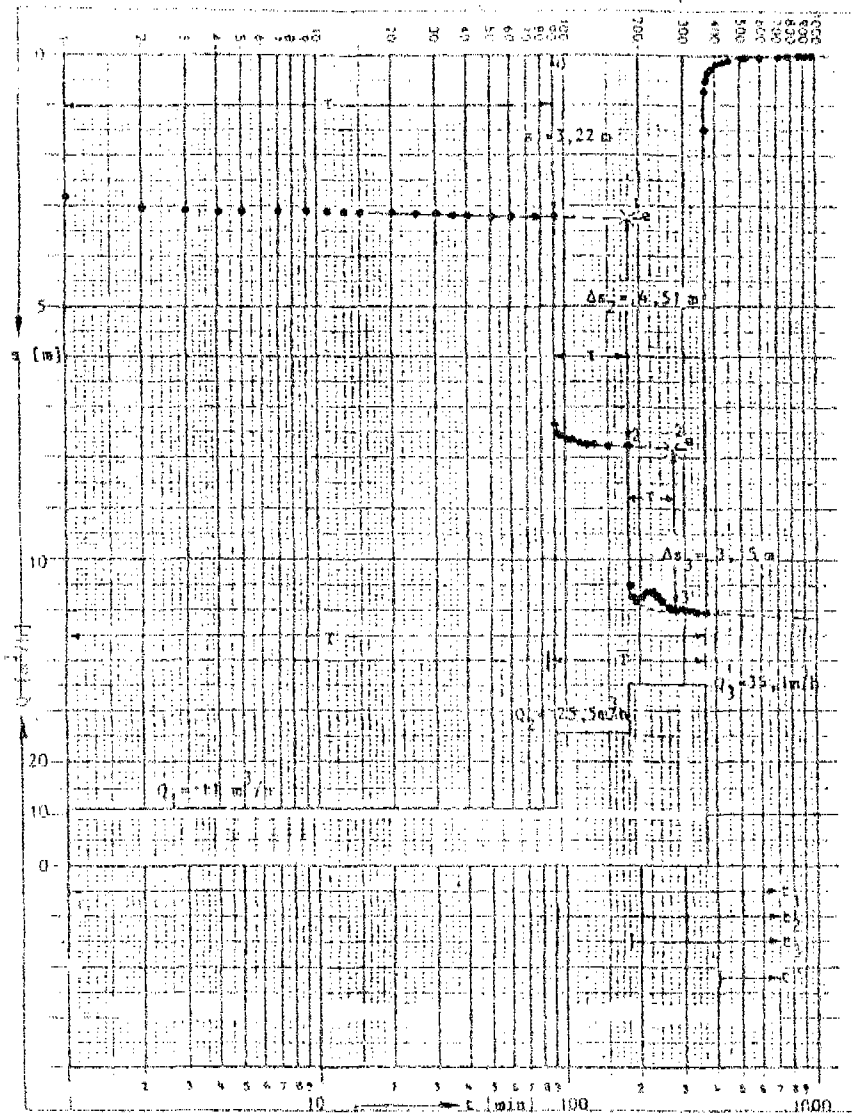


Figura 11.28 Ensaio escalonado do furo I-14 e a sua recuperação.

$\Delta s_2 =$ distância entre 1_c e 2 = 4,51 m, então $s_2 = 3,22 + 4,51 = 7,73$ m.

$\Delta s_3 =$ distância entre 2_c e 3 = 3,15 m, então $s_3 = 3,22 + 4,51 + 3,15 = 10,88$ m

11.5.4 Determinação dos parâmetros da relação entre o rebaixamento e o caudal

Uma vez conhecidos os rebaixamentos s_1 , s_2 , s_3 , e os caudais Q_1 , Q_2 e Q_3 , resolve-se o seguinte sistema de equações para $(A+B)$, C e n .

$$s_1 = (A+B)Q_1 + CQ_1^n \quad (11.74a)$$

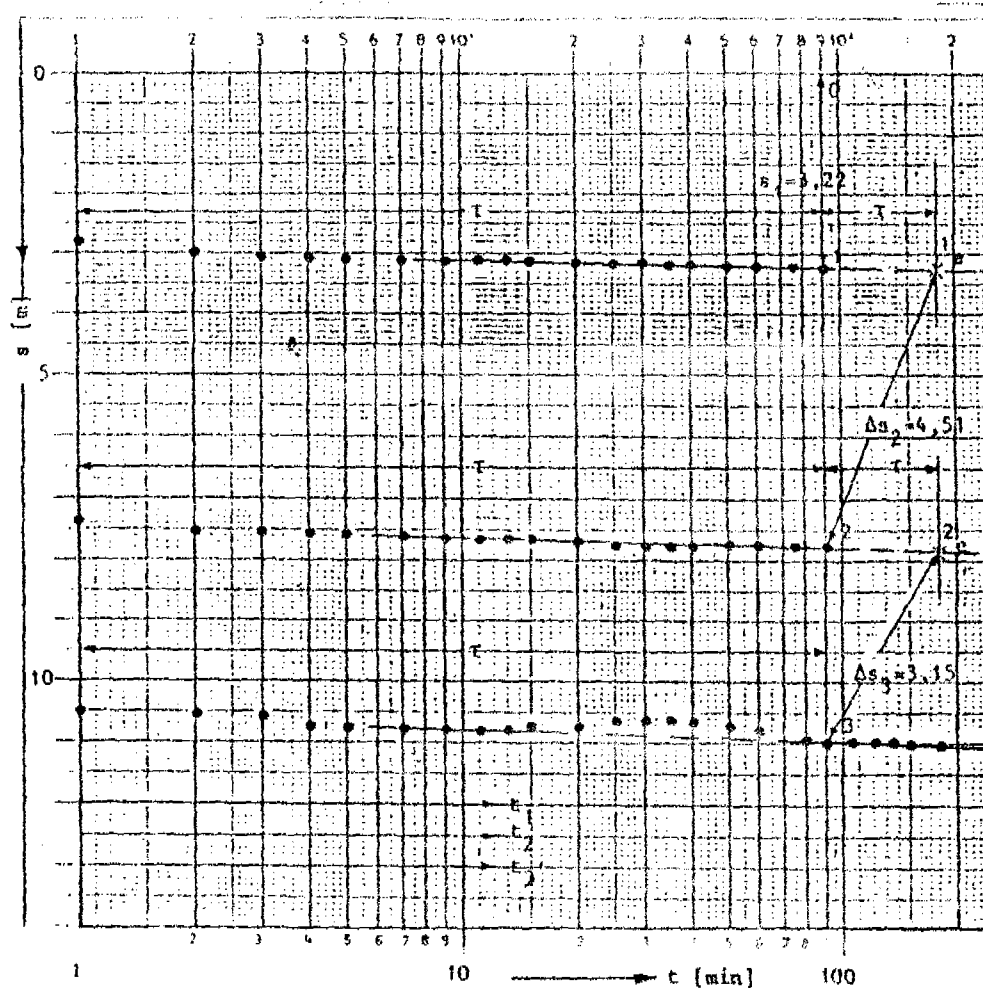


Figura 11.29 Ensaio escalonado do furo I-14 com cada estágio implantado na mesma escala logarítmica.

$$s_2 = (A+B)Q_2 + CQ_2^n \quad (11.74b)$$

$$s_3 = (A+B)Q_3 + CQ_3^n \quad (11.74c)$$

Usa-se dois métodos para resolver este sistema: o método gráfico, ou o método analítico. Segue-se o seguinte procedimento:

- A. Determina-se se o método gráfico é aplicável
- B. No caso do método gráfico ser aplicável, continua-se com a determinação dos constantes $(A+B)$, C e n .
- C. No caso do método gráfico não ser aplicável, calcula-se os constantes através do método analítico.

A. O método gráfico

O método gráfico é baseado na suposição de que o expoente $n \cong 2$. Neste caso, repetindo o sistema de equações (11.74) para $n \cong 2$, teremos:

$$s_1 - (A+B)Q_1 + CQ_1^2 \quad (11.75a)$$

$$s_2 - (A+B)Q_2 + CQ_2^2 \quad (11.75b)$$

$$s_3 - (A+B)Q_3 + CQ_3^2 \quad (11.75c)$$

O rebaixamento específico, isto é, o rebaixamento por unidade de caudal, s/Q , rende:

$$s_1/Q_1 - (A+B) + CQ_1 \quad (11.76a)$$

$$s_2/Q_2 - (A+B) + CQ_2 \quad (11.76b)$$

$$s_3/Q_3 - (A+B) + CQ_3 \quad (11.76c)$$

Observando o sistema (11.76), é claro que a implantação dos valores de s/Q versus os valores de Q no papel linear resulta numa linha recta. A inclinação da recta representa o valor de C . O ordenado da linha (para $Q = 0$) representa o valor de $(A+B)$. É de salientar que isto é só válido quando $n \cong 2$.

A fim de verificar se o método gráfico é válido, implanta-se os valores do ensaio de caudal escalonado no papel milimétrico. No caso dos três pontos implantados ficarem numa linha recta, a suposição de que $n \cong 2$, é correcta e pode-se continuar com a determinação dos constantes $(A+B)$, e C a partir deste gráfico.

Exemplo do método gráfico para o ensaio escalonado do Furo I-14

O furo I-14 faz parte de um campo de furos construídos no Vale do Infulene, para o abastecimento de água a Maputo. O filtro do furo I-14 fica num aquífero semi-confinado. Foi realizado um ensaio escalonado no dia 17/02/84. A Tabela 11.11 apresenta os rebaixamentos e a recuperação observados durante o ensaio. A Figura 11.28, mostra a implantação dos rebaixamentos contra o tempo para cada estágio. As extrapolações indicadas por cruzeiros na Figura 11.28, foram obtidas a partir da Figura 11.29, que mostra a implantação dos rebaixamentos de cada estágio em igual escala logarítmica.

Tabela 11.11 Rebaixamento e recuperação observado no ensaio de caudal escalonado no Furo I-14. NH = 16,19 m; data 17/02/84.

Tempo [min]	Rebaixamento [m]			Recuperação		
	$Q_1 = 1,0$	$Q_2 = 25,5$	$Q_3 = 53,1$	$\frac{T+t''}{T''}$	$\frac{T+t''}{T''}$	s''
t_1, t_2, t_3 ou t''						
1	2,81	7,38	10,51	361	275	1,52
2	3,05	7,55	10,57	181	138	0,70
3	3,08	7,55	10,60	121	92,3	0,67
4	3,10	7,57	10,74	91	69,5	0,52
5	3,10	7,59	10,77	73	55,8	0,47
7	3,11	7,60	10,79	52,4	50,1	0,42
9	3,11	7,64	10,80	41	31,4	0,38
11	3,11	7,66	10,81	33,7	25,9	0,36
13	3,12	7,67	10,81	28,7	22,1	0,33
15	3,13	7,67	10,73	25	19,3	0,32
20	3,15	7,68	10,67	19	14,7	0,28
25	3,18	7,74	10,67	15,4	12,0	0,25
30	3,17	7,76	10,66	13	10,1	0,23
35	3,19	7,76	10,66	11,3	8,8	0,21
40	3,19	7,76	10,67	10	7,9	0,19
50	3,20	7,75	10,72	7	5,6	0,15
75	3,21	7,77	10,97	5,8	4,7	0,14
90	3,22	7,79	11,01	5	4	0,11
105			10,97	4,4	3,6	0,09
120			10,99	4	3,3	0,08
135			11,03	3,7	3	0,07
150			11,07	3,5	2,8	0,06
180			11,03	3	2,5	0,05
240				2,5	2,1	0,04
300	T = 90 + 90 + 180 = 360 min.			2,2	1,9	0,03
360				2	1,8	0,03
420	T = $\frac{90(11)+90(25,5)+180(35,1)}{35,1}$			1,9	1,7	0,03
480				1,8	1,6	0,03
600	= 274 min.			1,6	1,5	0,01

Tomando um tempo de referência de uma hora e meia ($T = 90$ min), obtém-se os seguintes valores ($s_2 = s_1 + \Delta s_2$; $s_3 = s_2 + \Delta s_3$):

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= 11,0 \text{ m}^3/\text{h}, & s_1 &= 3,22 \text{ m}, & s_1/Q_1 &= 0,293 \text{ h/m}^2 \\
 Q_2 &= 25,5 \text{ m}^3/\text{h}, & s_2 &= 3,22 + 4,51 \text{ m} = 7,73 \text{ m}, & s_2/Q_2 &= 0,303 \text{ h/m}^2 \\
 Q_3 &= 35,1 \text{ m}^3/\text{h}, & s_3 &= 7,73 + 3,15 \text{ m} = 10,88 \text{ m}, & s_3/Q_3 &= 0,310 \text{ h/m}^2
 \end{aligned}$$

A Figura 11.30a, mostra a implantação dos valores de s/Q versus Q . Do gráfico é claro que os pontos implantados ficam numa linha recta. Conclui-se que, na verdade, o valor do expoente n é igual a dois ($n=2$). Do gráfico obtém-se:

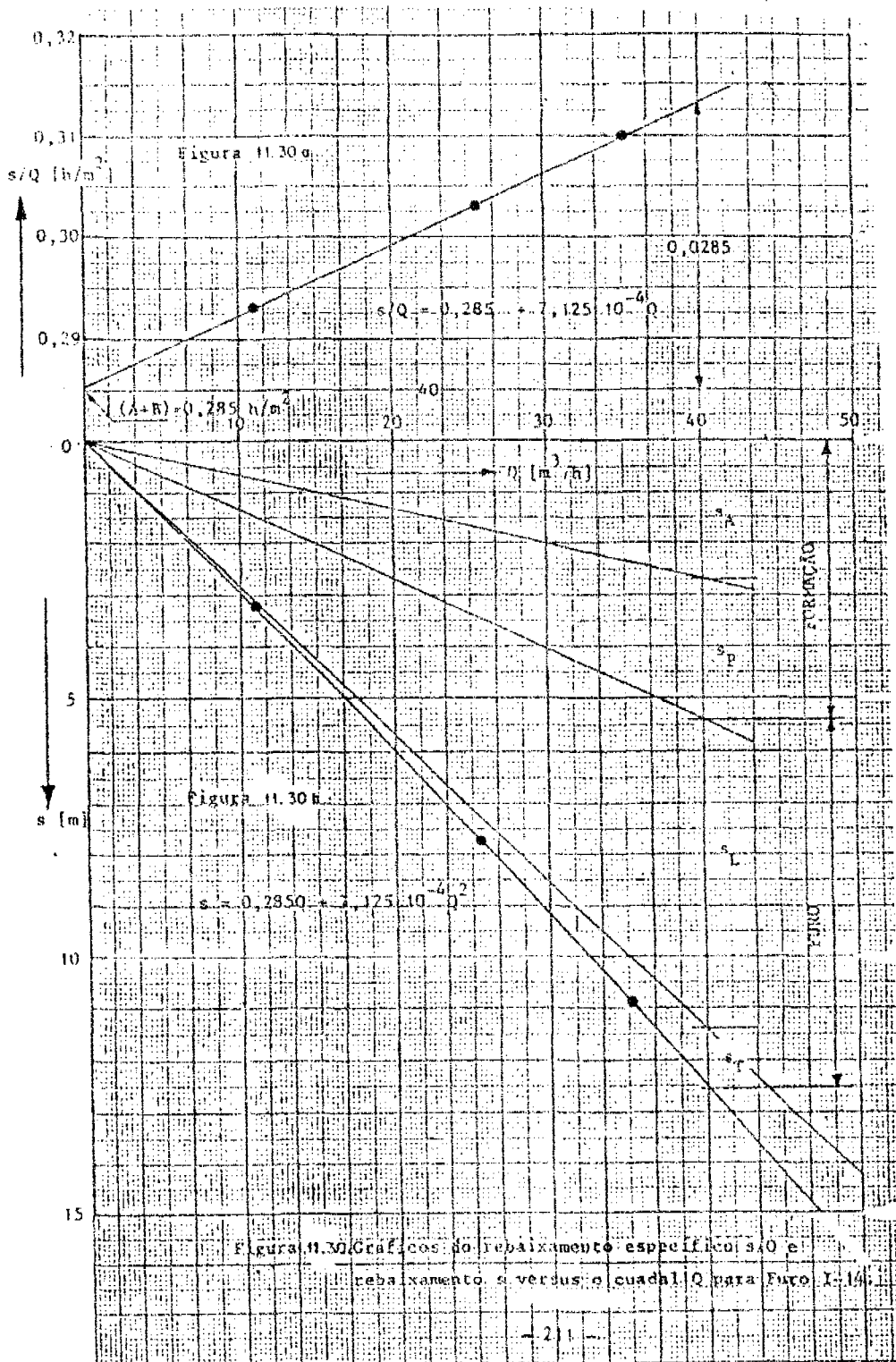


Figura 11.30 Gráficos do rebaixamento específico s/Q e rebaixamento s versus o caudal Q para o Furo I-14.

$$(A+B) = 0,285 \text{ h/m}^2, \quad C = \frac{0,0285[\text{h/m}^2]}{40 [\text{m}^3/\text{h}]} = 7,125 \cdot 10^{-4} \text{ h}^2/\text{m}^5$$

Com estes valores para os constantes, a fórmula para o rebaixamento no Furo I-14 é igual a:

$$s = 0,285Q + 7,125 \cdot 10^{-4}Q^2 \quad (11.77)$$

A Figura 11.30E mostra o gráfico do rebaixamento em função do caudal Q , seguindo a fórmula (11.77). Com o gráfico ou a fórmula pode-se determinar o rebaixamento no furo I-14, para qualquer caudal Q desejado.

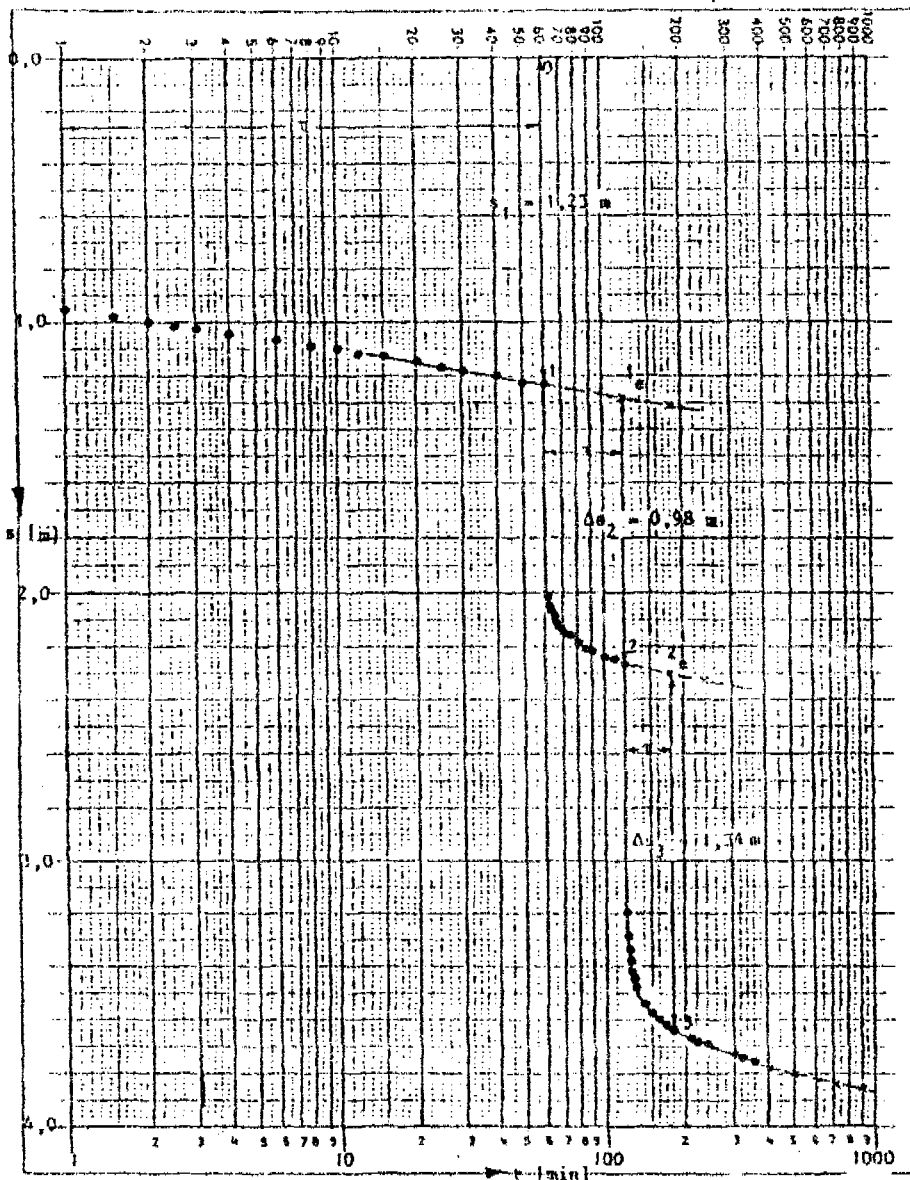


Figura 11.31 Ensaio escalonado do furo P3-B

B. O método analítico

O furo P3-B foi construído no ramo de um estudo geohidrológico para o abastecimento de água a Maputo, a partir do aquífero de grés-calcário existente a norte da cidade. O furo está localizado a 20 km a norte de Maputo. Os filtros encontram-se numa camada de grés-calcário fracturado. A zona ranhurada situa-se entre 21 e 29 m, entre 34 e 39 m (no total 13 m de filtro), enquanto que o aquífero é um aquífero semi-confinado. A

Tabela 11.12 apresenta os resultados do ensaio de caudal escalonado executado no furo.

Tabela 11.12 Rebaixamento e recuperação observados no ensaio de caudal escalonado no Furo P3-B, NH = 0,0 m; data 13/03/84.

Tempo [min]	Rebaixamento [m]			Recuperação		
	$Q_1 = 18,4$	$Q_2 = 32,8$	$Q_3 = 50,4$	$\frac{T+t''}{t''}$	$\frac{T+t''}{t''}$	s''
t_1, t_2, t_3 ou t''						
0,2	-	-	-	1801	1506	1,30
0,3	0,88	-	3,20	1201	1004	1,18
0,5	0,94	-	3,25	721	603	1,11
0,7	-	-	3,28	515	431	1,04
0,8	-	-	3,30	451	377	0,99
1	0,96	-	3,31	361	302	0,95
1,5	0,98	2,02	3,35	241	202	0,87
2	1,00	2,07	3,36	181	152	0,80
2,5	1,02	2,08	3,38	145	121	0,77
3	1,03	2,09	3,40	121	101	0,73
4	1,05	2,10	3,42	91	76	0,68
6	1,07	2,12	3,44	61	51	0,62
8	1,09	2,13	3,46	46	39	0,57
10	1,10	2,15	3,48	37	31	0,53
12	1,12	2,16	3,50	31	26	0,50
15	1,13	2,16	3,52	25	21	0,46
20	1,15	2,19	3,54	19	16	0,41
25	1,17	2,21	3,56	15,4	13	0,38
30	1,18	2,22	3,58	13	11	0,34
40	1,20	2,24	3,60	10	9	0,30
50	1,23	2,25	3,62	8,2	7	0,26
60	1,23	2,27	3,64	7	6	0,24
75			3,66	5,8	5	0,19
90			3,67	5	4,3	0,18
120	T = 60+60+120 = 360 min		3,69	4	3,5	0,14
150			3,72	3,4	3	0,12
180	T = [18,4(60)+32,8(60)		3,73			
210	+50,5(240)]/50,4		3,74			
240	v = 301 min,		3,76			

A Figura 11.31 mostra a implantação dos rebaixamentos contra o tempo. As extrapolações foram obtidas a partir da Figura 11.32, que mostra a implantação dos rebaixamentos para cada estágio em igual escala logarítmica.

Tomando um tempo de referência de $T = 60$ minutos, resulta nos seguintes valores:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= 18,4 \text{ m}^3/\text{h}, \quad s_1 = 1,23 \text{ m}, & s_1/Q_1 &= 6,68 \cdot 10^{-2} \text{ h/m}^2 \\
 Q_2 &= 32,8 \text{ m}^3/\text{h}, \quad s_2 = 1,23 + 0,98 = 2,21 \text{ m}, & s_2/Q_2 &= 6,74 \cdot 10^{-2} \text{ h/m}^2 \\
 Q_3 &= 50,4 \text{ m}^3/\text{h}, \quad s_3 = 2,21 + 1,34 = 3,55 \text{ m}, & s_3/Q_3 &= 7,02 \cdot 10^{-2} \text{ h/m}^2
 \end{aligned}$$

A Figura 11.33A mostra a implantação do rebaixamento específico contra o caudal. É

Ver pg. 159

Figura 11.31 Ensaio escalonado do furo P3-B.

claro que os pontos implantados não ficam numa linha recta. A inclinação da curva é variável e não se pode determinar o valor de C. Conclui-se que, aparentemente, o valor de $n \neq 2$, e que o método gráfico não é aplicável. Continua-se com o método analítico.

Dividindo a equação (11.74) pelo caudal Q, rende o sistema de equações do rebaixamento específico:

$$s_1/Q_1 = (A+B) + CQ_1^{n-1} \quad (11.78a)$$

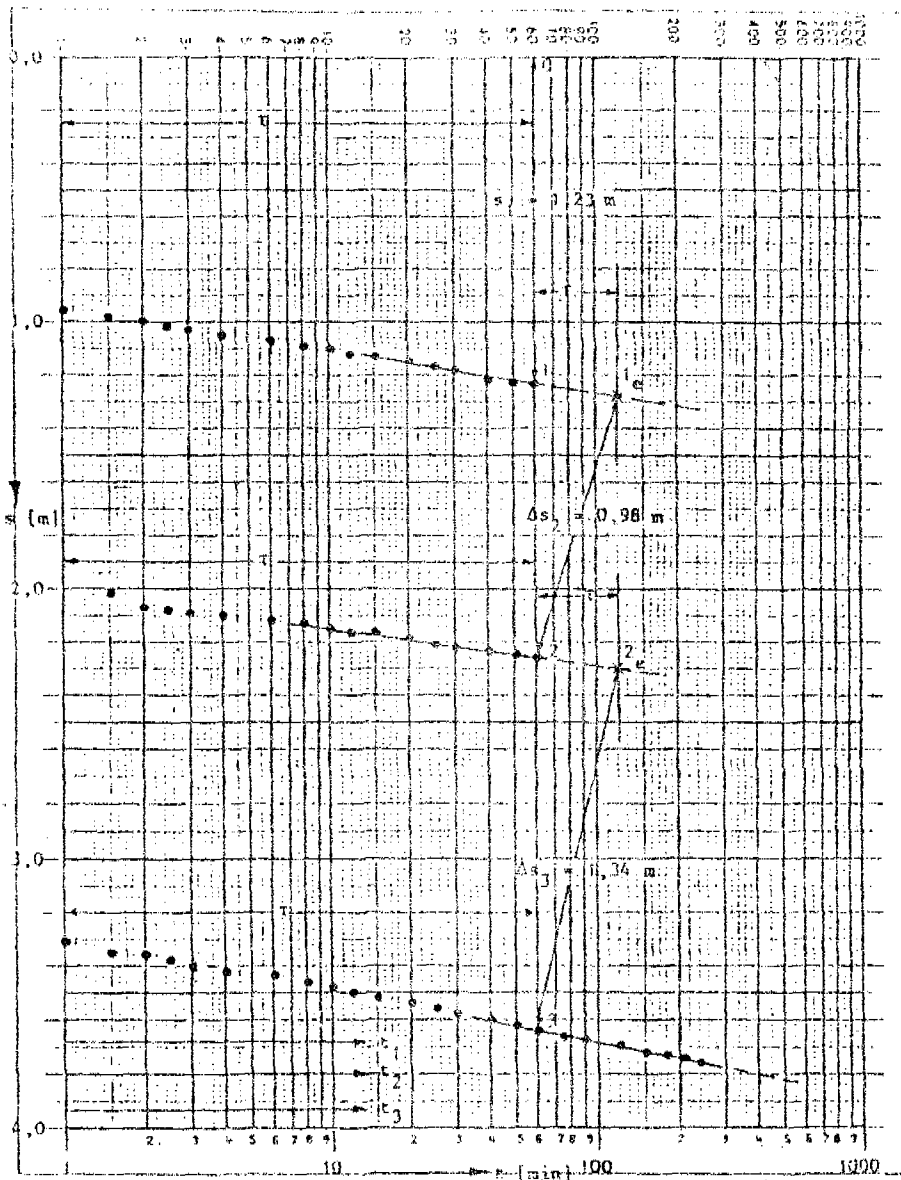


Figura 11.32 Ensaio escalonado do furo P3-B com cada estágio implantado na mesma escala logarítmica.

$$s_2/Q_2 = (A+B) + CQ_2^{n-1} \tag{11.78b}$$

$$s_3/Q_3 = (A+B) + CQ_3^{n-1} \tag{11.78c}$$

Eliminando os termos (A+B) e C das equações (11.78a-c), obteremos:
 - Subtração da equação (11.78b) da (11.78a):

$$s_2/Q_2 - s_1/Q_1 = C(Q_2^{n-1} - Q_1^{n-1}) \tag{11.79a}$$

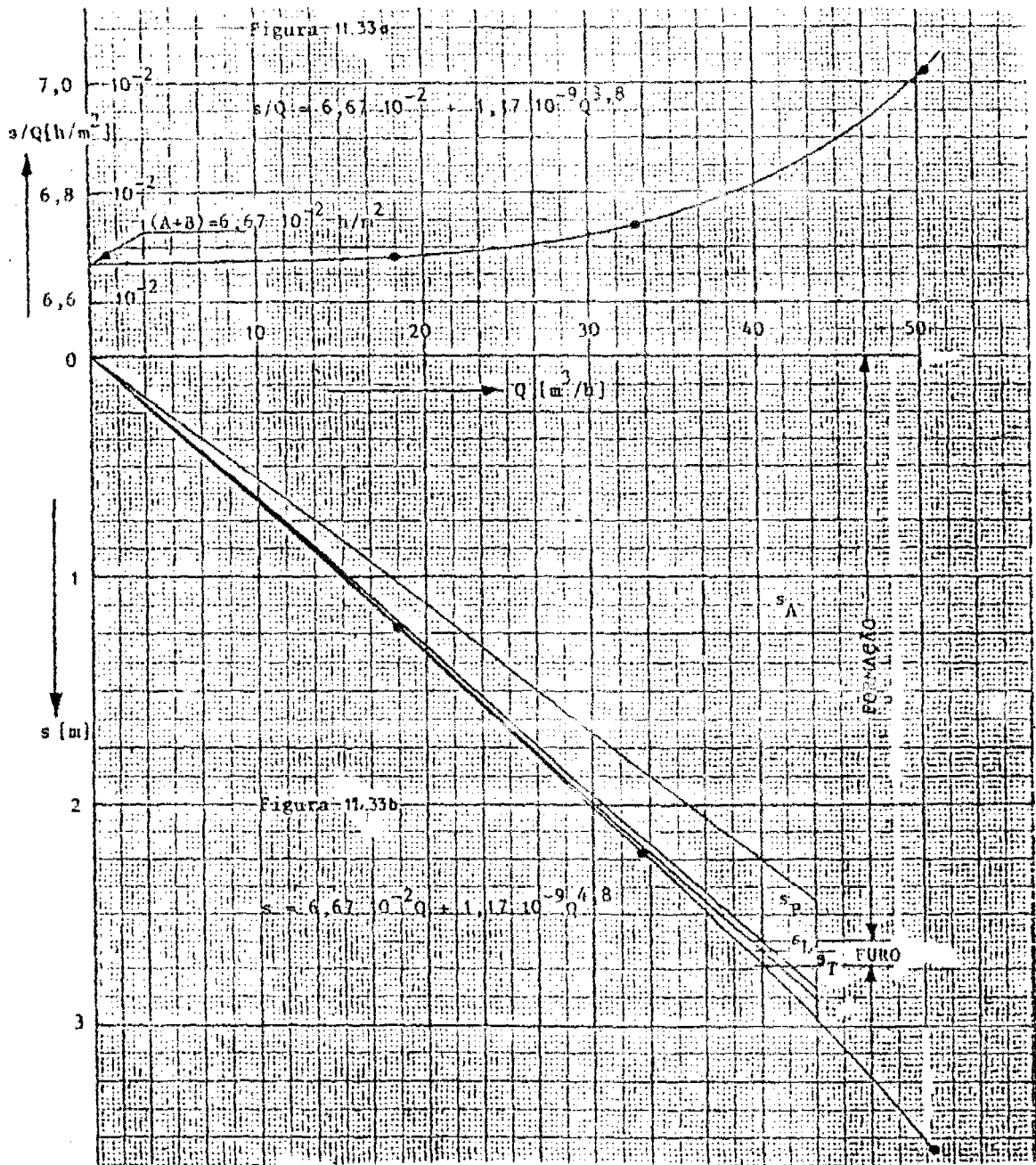


Figura 11.33 Gráficos do rebaixamento específico s/Q e do rebaixamento s versus o caudal Q para o Furo P3-B

- Subtracção da equação (11.78c) da (11.78b):

$$s_2/Q_3 - s_2/Q_2 = C(Q_3^{n-1} - Q_2^{n-1}) \quad (11.79b)$$

- A divisão da equação (11.79a) pela equação (11.79b), resulta em:

$$\frac{s_2/Q_2 - s_1/Q_1}{s_3/Q_3 - s_2/Q_2} = \frac{Q_2^{n-1} - Q_1^{n-1}}{Q_3^{n-1} - Q_2^{n-1}} \quad (11.80)$$

Uma vez conhecidos os valores dos rebaixamentos específicos s/Q e os caudais Q , é possível resolver a equação (11.80) pelo método iterativo, resolvendo para o parâmetro n . Escolhe-se um valor para n , e calcula-se ambos os lados da equação (11.80). Quando o lado esquerdo não for igual ao lado direito, escolhe-se um outro valor para n , e repete-se o cálculo.

O valor de n , para que o lado esquerdo seja igual ao lado direito, é o valor correcto. Uma vez conhecendo o valor de n , é fácil calcular os valores de C e $(A+B)$. O valor de C calcula-se através da equação (11.79a), resolvendo para C :

$$C = \frac{s_2/Q_2 - s_1/Q_1}{Q_2^{n-1} - Q_1^{n-1}} \quad (11.81)$$

Depois, o valor de $(A+B)$ vem da equação (11.78a), resolvendo para $(A+B)$:

$$(A + B) = s_1/Q_1 - CQ_1^{n-1} \quad (11.82)$$

Exemplo do método analítico: Furo P3-B

No caso do exemplo do Furo P3-B, a equação (11.80) tem a seguinte forma:

$$\begin{aligned} \frac{6,74 \cdot 10^{-2} - 6,68 \cdot 10^{-2}}{7,02 \cdot 10^{-2} - 6,74 \cdot 10^{-2}} &= \frac{32,82^{n-1} - 18,4^{n-1}}{50,4^{n-1} - 32,8^{n-1}} \quad \text{ou,} \\ F = \frac{32,8^{n-1} - 18,4^{n-1}}{50,4^{n-1} - 32,8^{n-1}} &= 0,21 \quad (11.83) \end{aligned}$$

Para a primeira iteração, escolhe-se $n = 3$, substituindo na equação (11.83), dá:

$$\begin{aligned} F &= \frac{32,8^2 - 18,4^2}{50,4^2 - 32,8^2} = \frac{737,28}{1454,32} = 0,50 > 0,21 \text{ então} \\ &\text{aumenta o valor de } n: \\ - 2^\circ \text{ iteração: } n &= 4 \\ F &= \frac{32,8^3 - 18,4^3}{50,4^3 - 32,8^3} = \frac{29058,05}{92736,51} = 0,31 > 0,21 \text{ então} \\ &\text{aumenta o valor de } n: \\ - 3^\circ \text{ iteração: } n &= 5 \\ F &= \frac{32,8^4 - 18,4^4}{50,4^4 - 32,8^4} = \frac{1042808,8}{5243923,7} = 0,199 < 0,21 \text{ então} \\ &\text{diminua o valor de } n: \\ - 4^\circ \text{ iteração: } n &= 4,8 \\ F &= \frac{32,8^{4,8} - 18,4^{4,8}}{50,4^{4,8} - 32,8^{4,8}} = \frac{511846,06}{237015,46} = 0,21 = 0,21 \\ &\text{[fim do cálculo]} \end{aligned}$$

Para $n = 4,8$, ambos os lados da equação (11.83) são iguais. Com $n = 4,8$, calcula-se o valor de C através da equação (11.81):

$$C = \frac{6,74 \cdot 10^{-2} - 6,68 \cdot 10^{-2}}{32,8^{3,8} - 18,4^{3,8}} = 1,17 \cdot 10^{-9} \text{ h}^2/\text{m}^5,$$

e o valor de (A+B) através da equação (11.82):

$$\begin{aligned} (A+B) &= s_1/Q_1 - CQ_1^{n-1} = 6,68 \cdot 10^{-2} - (1,17 \cdot 10^{-9})18,4^{3,8} \\ &= 6,67 \cdot 10^{-2} \text{ h/m}^2 \end{aligned}$$

O método analítico rende a seguinte equação do rebaixamento para o Furo P3-B:

$$s = 6,67 \cdot 10^{-2}Q + 1,17 \cdot 10^{-9}Q^{4,8} \quad (11.84)$$

A Figura 11.33b mostra o gráfico do rebaixamento em função do caudal Q conforme a equação (11.84).

♦ *Pergunta 7. Qual o método tem uma exactidão maior: o analítico ou o gráfico?*

11.5.5 Ensaios irregulares

Às vezes, o ensaio de caudal escalonado não segue a teoria desenvolvida; contudo, é possível tirar-se conclusões importantes relativamente ao furo do ensaio. Como exemplo, são apresentados os ensaios nos furos I-17 e I-9.

O ensaio escalonado no Furo I-17

O furo I-17 foi construído no Vale do Infulene e os seus filtros encontram-se num aquífero semi-confinado. Possui três unidades de filtro de 2 m de comprimento, instaladas entre 40 e 60 m de profundidade. A Tabela 11.13 mostra o rebaixamento e a recuperação observados durante o ensaio escalonado neste furo. A Figura 11.34, apresenta as implantações de cada estágio. Da tabela e da figura deriva-se o seguinte:

A Figura 11.35, mostra a implantação do rebaixamento específico contra o caudal Q. Pode-se ver que, com o aumento do caudal, o rebaixamento específico diminui. Teóricamente, isto não é possível. No caso mais favorável, o rebaixamento específico fica quase constante (gráfico de uma recta horizontal; ver a Figura 11.36), ou aumenta linearmente com o caudal (as linhas sólidas na Figura 11.36). Normalmente, o aumento do rebaixamento específico possui uma taxa acelerada, indicada pelas linhas tracejadas na Figura 11.36, que mostra as formas típicas dos gráficos.

Tabela 11.13 Rebaixamento e recuperação observados no ensaio de caudal escalonado no Furo I-17. NH = 19,45 m; data 08/12/83

Tempo [min]	Rebaixamento [m]			Recuperação		
	t_1, t_2, t_3 ou t''	$Q_1 = 18,4$	$Q_2 = 30,2$	$Q_3 = 37,8$	$\frac{T+t''}{t''}$	$\frac{T+t''}{t''}$
0,5	-	-	-	721	551	0,83
1	1,58	2,83	3,53	361	276	0,68
1,5	-	-	-	241	184	0,61
2	1,61	2,85	3,56	181	139	0,56
3	1,63	2,86	3,57	121	92,7	0,50
4	1,65	2,87	3,58	91	69,8	0,46
5	1,66	2,88	3,59	73	56	0,42
7	1,68	2,89	3,60	52,4	40,3	0,37
9	1,70	2,90	3,60	41	31,6	0,33
11	1,72	2,90	3,61	33,7	26	0,31
13	1,73	2,91	3,62	28,7	22,2	0,28
15	1,74	2,91	3,63	-	-	-
20	1,76	-	3,63	19	10,8	0,27
25	1,78	-	3,63	15	12	0,24
30	1,78	2,94	3,64	13	10,2	0,21
40	1,82	2,95	3,64	10	7,9	0,19
50	1,82	2,96	3,65	8,2	6,5	0,16
60	1,82	2,96	3,65	7	5,6	0,15
75	1,82	2,96	3,66	5,8	4,7	0,14
90	1,83	2,97	3,66	5	4,1	0,12
105	1,84	2,98	3,66	4,4	3,6	0,11
120	1,84	2,98	3,66	4	3,3	0,10
135	-	-	-	3,7	3	0,09
150	T = 120+120+180=360 min			3,4	2,8	0,09
165	T = [120(18,4)+180(30,2)+			3,2	2,7	0,09
180	180(37,8)]/37,8 = 275 min.			3	2,5	0,09

$$Q_1 = 18,4 \text{ m}^3/\text{h}, s_1 = 1,84 \text{ m}$$

$$Q_2 = 30,2 \text{ m}^3/\text{h}, s_2 = 1,84 + 1,12 = 2,96 \text{ m}$$

$$Q_3 = 37,8 \text{ m}^3/\text{h}, s_3 = 2,96 + 0,67 = 3,63 \text{ m}$$

$$s_1/Q_1 = 0,100 \text{ h/m}^2$$

$$s_2/Q_2 = 0,098 \text{ h/m}^2$$

$$s_3/Q_3 = 0,096 \text{ h/m}^2$$

O gráfico do ensaio do Furo I-17 (Figura 11.35), mostra que o furo, na altura do ensaio escalonado, não estava completamente desenvolvido, quer dizer, durante o ensaio melhoraram as propriedades do envoltório à volta do filtro, o que resultou num rebaixamento específico menor no fim do ensaio, em que o caudal bombado a um certo rebaixamento, foi maior do que foi possível no início do ensaio.

Não é possível tirar conclusões sobre os constantes (A+B), C e n, só que o valor de (A+B) é menor do que $0,096 \text{ h/m}^2$, e que o furo parece ter um bom rendimento. O rebaixamento para um caudal de $37,8 \text{ m}^3/\text{h}$ é só $3,63 \text{ m}$, o que significa um caudal específico, Q/s , de $37,8/3,63 = 10,4 \text{ m}^3/\text{h}$ por metro de rebaixamento (m^2/h).

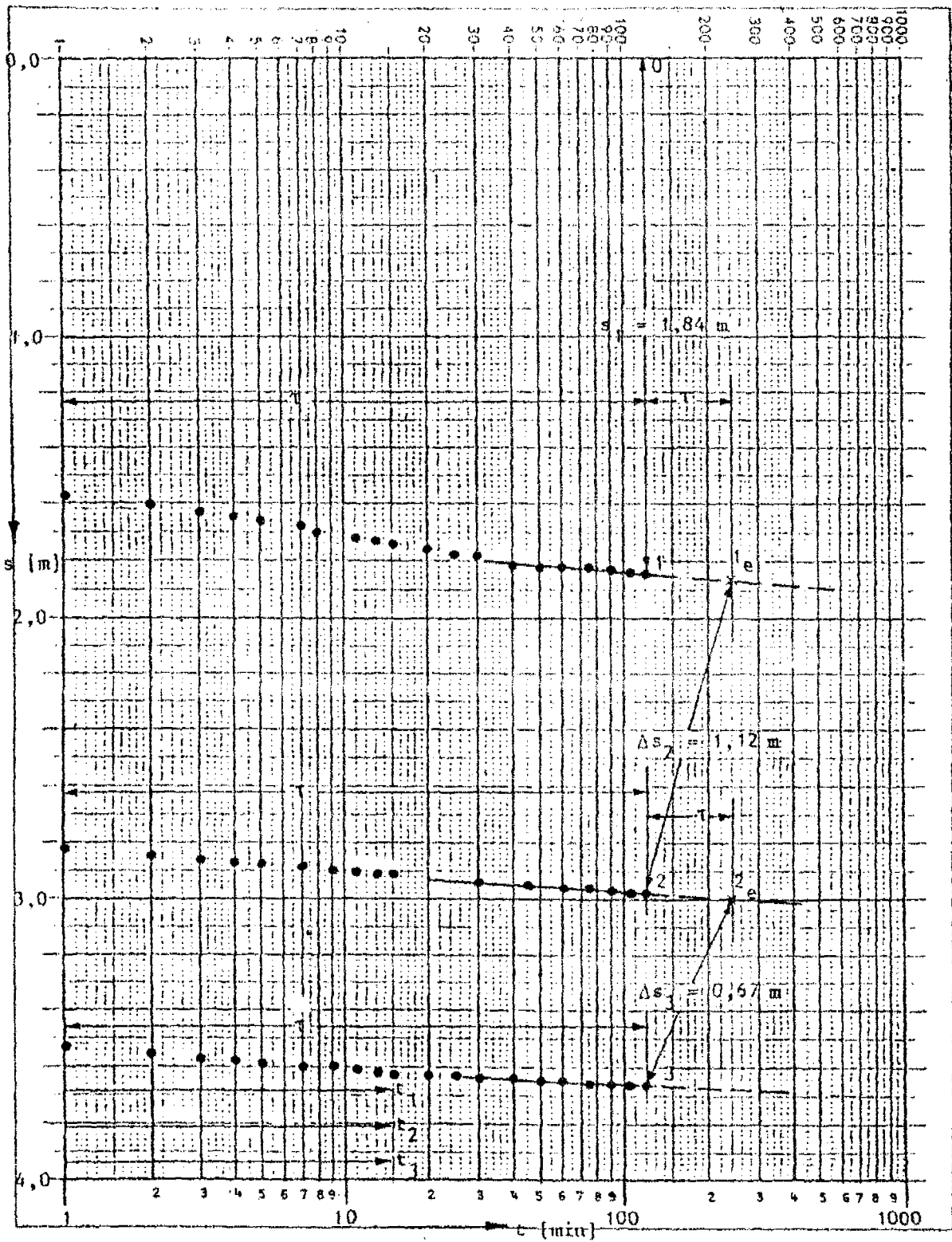


Figura 11.34 Ensaio escalonado do Furo I-17 com cada estágio implantado na mesma escala logarítmica.

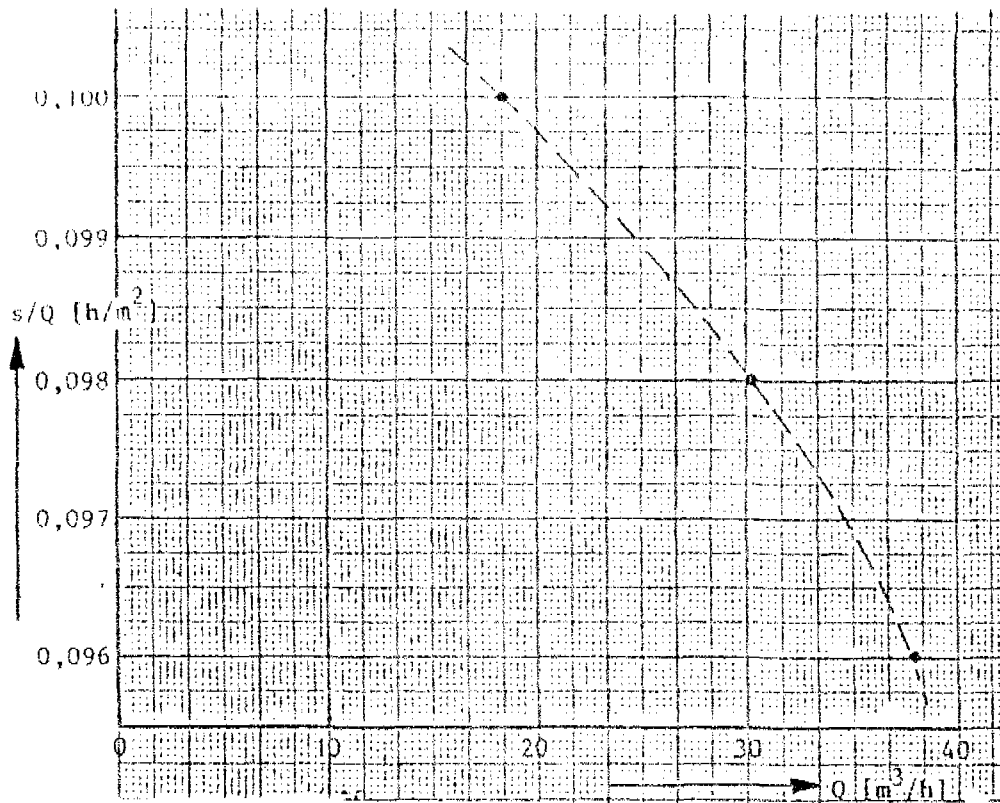


Figura 11.35 Gráfico do rebaixamento específico s/Q versus o caudal Q para o Furo I-17.

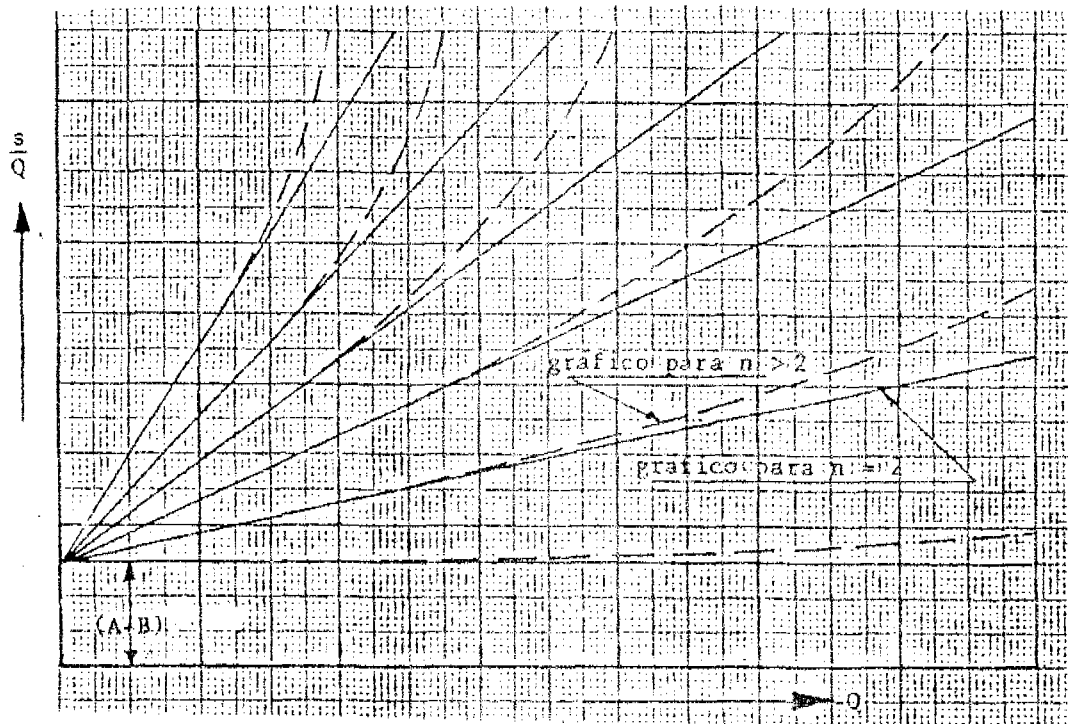


Figura 11.36 Gráficos generalizados do rebaixamento específico versus o caudal Q para diferentes valores de C e n .

O ensaio escalonado no Furo I-9

O exemplo do Furo I-9, também construído no Vale do Infulene, mostra também a influência do desenvolvimento durante o ensaio de caudal escalonado. A Tabela 11.14 apresenta o rebaixamento e a recuperação observados no ensaio escalonado. A Figura 11.37, mostra a implantação dos rebaixamentos para cada escalonamento. Da tabela e da figura deriva-se os seguintes dados:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= 10,0 \text{ m}^3/\text{h}, s_1 = 4,3 \text{ m} & , s_1/Q_1 &= 0,430 \text{ h/m}^2 \\
 Q_2 &= 25,2 \text{ m}^3/\text{h}, s_2 = 4,3 + 7,6 = 11,9 \text{ m} & , s_2/Q_2 &= 0,472 \text{ h/m}^2 \\
 Q_3 &= 36,0 \text{ m}^3/\text{h}, s_3 = 11,9 + 5,75 = 17,65 \text{ m} & , s_3/Q_3 &= 0,490 \text{ h/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabela 11.14 Rebaixamento e recuperação observados no ensaio de caudal escalonado no Furo I-9, NH = 16,56 m; data 29/02/84.

Tempo [min]	Rebaixamento [m]			Recuperação		
	$Q_1=1,0$	$Q_2=25,5$	$Q_3=53,1$	$\frac{T+t''}{t''}$	$\frac{T+t''}{t''}$	s''
t_1, t_2, t_3 ou t''						
1	3,72	10,84	16,48	361	269	3,60
2	3,87	11,34	17,13	181	135	2,06
3	3,99	11,39	17,26	127	90,3	1,07
4	4,04	11,37	17,30	91	68	0,78
5	4,07	11,37	17,33	73	54,6	0,69
7	4,11	11,53	17,34	52,4	39,3	0,59
9	4,14	11,61	17,41	41	30,8	0,54
11	4,17	11,64	17,45	33,7	25,4	0,50
13	4,19	11,68	17,44	28,7	21,6	0,47
15	4,21	11,70	17,45	25	18,9	0,44
20	4,24	11,73	17,49	19	14,4	0,39
25	4,25	11,73	17,52	15,4	11,7	0,36
30	4,27	11,74	17,54	13	9,9	0,32
35	4,28	-	-	-	-	-
40	4,29	11,71	17,54	10	7,7	0,29
50	4,29	11,76	17,63	8,2	6,4	0,25
60	4,30	11,81	17,64	7	5,5	0,22
75	4,31	11,89	17,68	-	-	-
90	4,31	11,93	17,69	5	4	0,15
105			17,70	-	-	-
120			17,71	4	3,2	0,12
135			17,76	3,7	3	0,10
150			17,77	3,4	2,8	0,09
165			17,77	3,2	2,6	0,07
180			17,75	3	2,5	0,07
210	T = 90+90+180=360 min,			2,7	2,3	0,06
240	T = [90(10,0)+90(25,2)+			2,5	2,1	0,04
270	180(36,0)]/36,0			2,3	2	0,03
300	= 268 min,			2,2	1,9	0,02
360				2	1,7	0,01

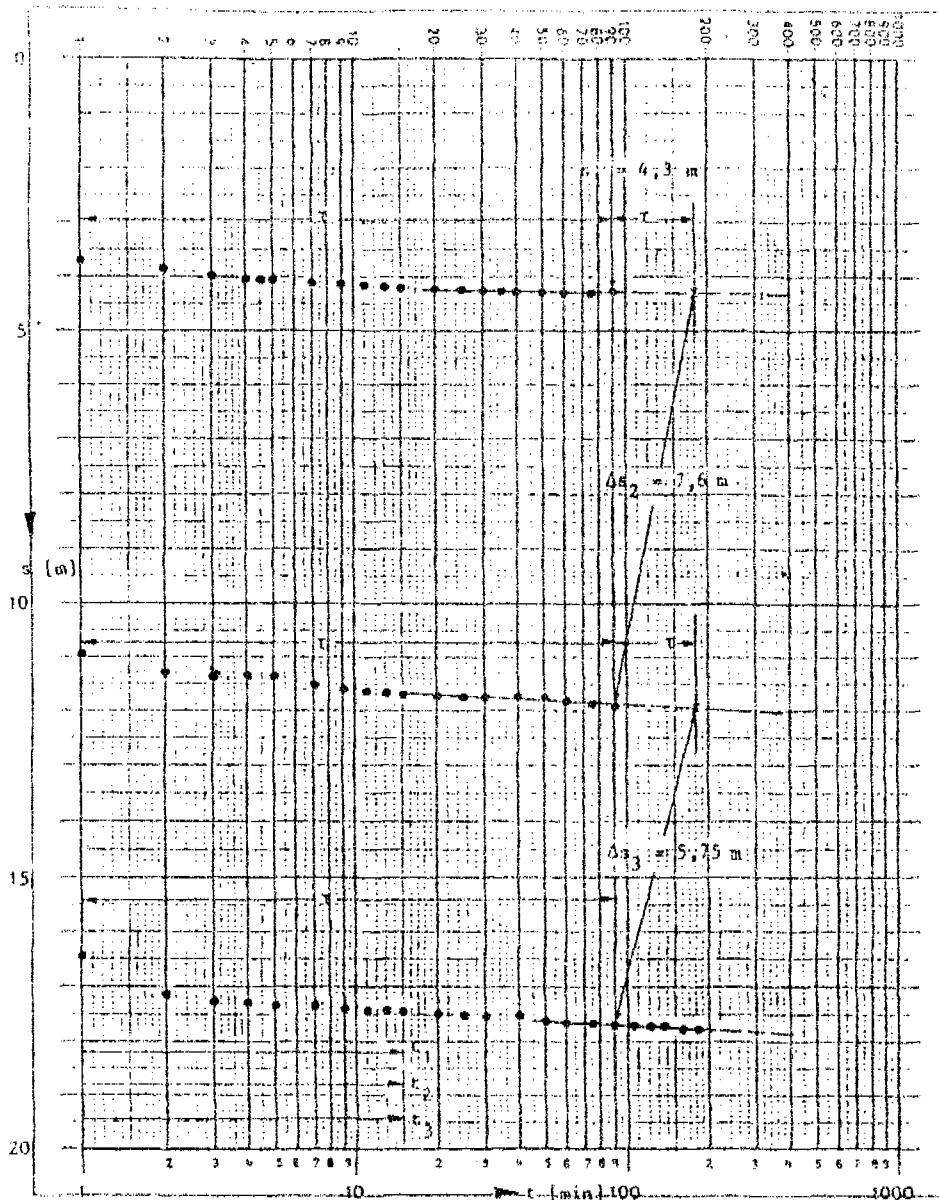


Figura 11.37 Ensaio escalonado do Furo I-9, com cada escalonamento na mesma escala logarítmica.

A implantação dos rebaixamentos específicos na Figura 11.38a e a aplicação do método analítico rendem os seguintes resultados:

$$(A+B) = 0,167 \text{ h/m}^2; C = 0,182 \text{ h}^2/\text{m}^5; n = 1,16$$

e a fórmula para o rebaixamento:

$$s = 0,167Q + 0,182Q^{1,16} \quad (11.85)$$

Observando o gráfico do rebaixamento específico (linha sólida) na Figura 11.38b, pode-se concluir que a forma da linha não é certa. Os rebaixamentos específicos aumentam com o caudal, mas não a uma taxa acelerada. Ao contrário, parece que o aumento do rebaixamento específico diminui com caudais crescentes.

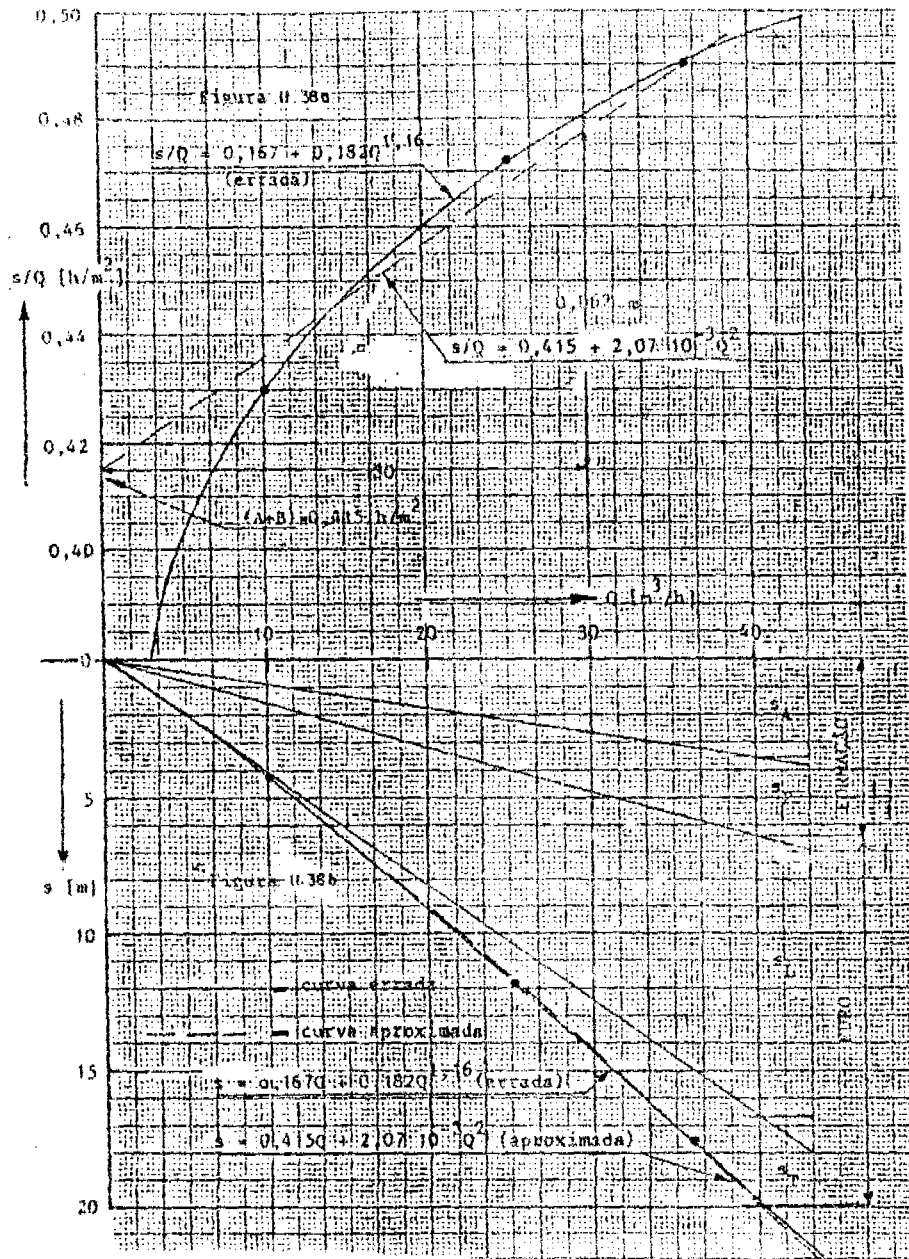


Figura 11.38 Gráficos do rebaixamento específico s/Q e do rebaixamento s versus o caudal Q para o Furo I-9.

Uma explicação pode ser que, durante o ensaio, ainda ocorreu um certo melhoramento do furo que resultou numa diminuição do rebaixamento específico relativamente ao caudal bombado. A curva deveria ter a forma convexa, como indicada na Figura 11.36, e não a forma côncava. A equação (11.85), não é correcta, pois n deve ser maior ou igual a 2. Em vez disso, pode-se aproximar a capacidade do furo e o rebaixamento específico, através duma linha recta com $n = 2$ (Esta aproximação é provavelmente válida para os caudais experimentados durante o ensaio). O método gráfico (ver a Figura 11.38a) resulta da seguinte equação de rebaixamento:

$$s = 0,415 Q + 2,07 \cdot 10^{-3} Q^2 \quad (11.86)$$

11.5.6 A análise da recuperação no fim do ensaio escalonado

Como se vê das tabelas apresentadas, normalmente um ensaio de caudal escalonado é seguido por uma recuperação que permita a determinação do valor de transmissibilidade KH. A determinação de KH faz-se através do método de recuperação de Theis (ver Capítulo 11.4.3.3). Segundo este método, os valores do rebaixamento residual são implantados no papel semi-logarítmico, contra os valores de $(T+t'')/t''$, onde:

- T = o período total de bombagem em minutos
- t'' = tempo desde a cessação de bombagem, em minutos
- $(T+t'')$ = o tempo desde o início de bombagem, em minutos.

O método é baseado na suposição de que o caudal bombado mantém-se constante durante o ensaio. Contudo, no caso dum ensaio de caudal escalonado, aumenta-se o caudal de Q_1 para Q_2 , e finalmente para Q_3 , (ver Figura 11.39). Usando os dados de rebaixamento residual s'' , implantados contra os valores de $T+t''/t''$, implica (por uso da fórmula) um caudal constante e igual a Q_3 , não só para o terceiro estágio, mas também para o primeiro e o segundo estágio. Como isto não é verdade, a aplicação do método de recuperação de Theis, representa uma aproximação, mesmo que o erro feito seja pequeno, como se mostra nos exemplos a seguir.

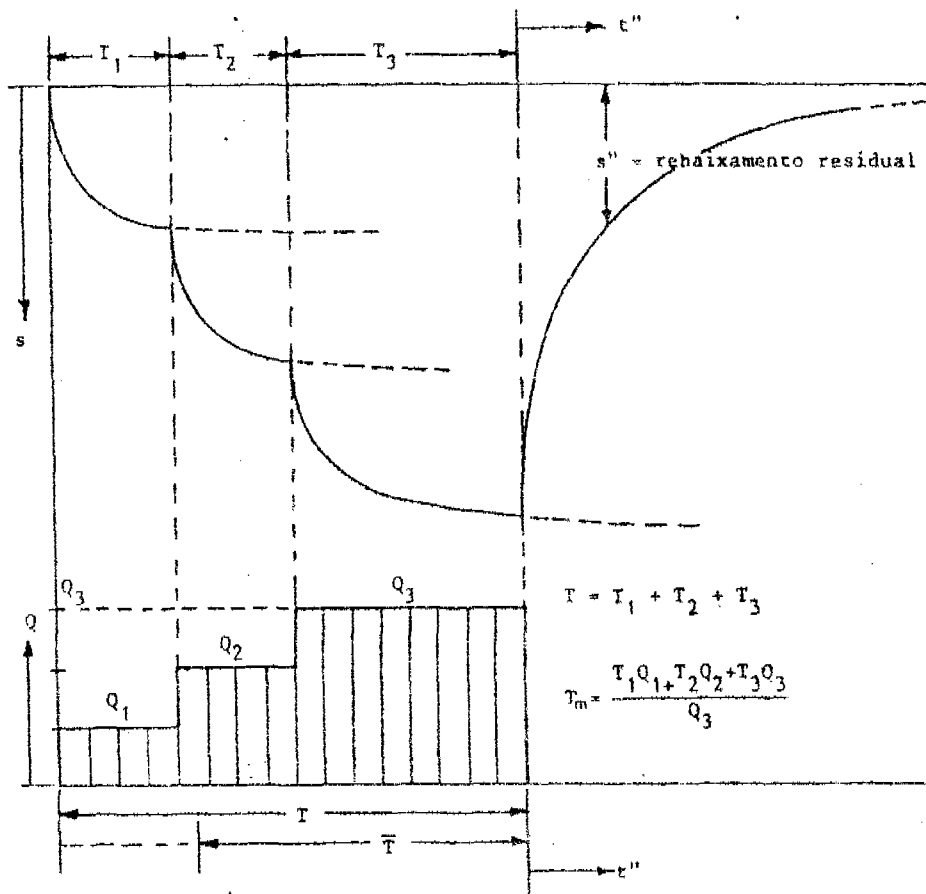


Figura 11.39 A recuperação do rebaixamento depois de um ensaio de caudal escalonado e o tempo médio de bombagem.

Teóricamente, é melhor aplicar o método onde se usa um período de bombagem que é ajustado para a variação do caudal durante a bombagem. Introduce-se um tempo médio, T_m , que se define como o período que, combinado com um caudal Q_3 , resulta num volume de água bombado igual ao volume actual bombado no período real e com os caudais Q_1 , Q_2 e Q_3 . Em fórmula:

$$T_m * Q = T_1 Q_1 + T_2 Q_2 + T_3 Q_3, \text{ ou}$$

$$T_m = \frac{T_1 Q_1 + T_2 Q_2 + T_3 Q_3}{Q_3} \quad (11.87)$$

Neste caso, os valores do rebaixamento residual s'' , são implantados contra os valores de $(T_m + t'')/t''$, com caudal constante Q_3 . Na prática, o método aproximado dá quase os mesmos resultados como o método mais exacto, como se mostra no exemplo da recuperação do Furo I-14.

A Tabela 11.11 mostra os dados de recuperação do Furo I-14. Apresenta os valores de $T + t''/t''$, bem como os valores de $T_m + t''/t''$. O tempo T é igual à soma dos períodos da cada estágio, calculada na Tabela 11.11, enquanto que o período T_m é calculado usando os valores dos caudais Q_1 , Q_2 e Q_3 , também na Tabela 11.11. O período T é igual a 360 minutos, o período T_m é igual a 274 minutos.

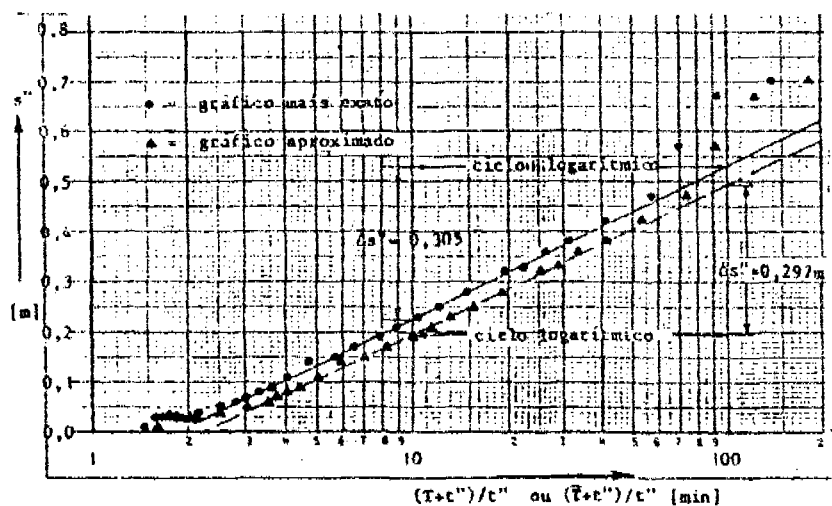


Figura 11.40 Análise da recuperação do furo I-14.

Na Figura 11.40 são implantados os valores de s'' contra $T + t''/t''$ e $T_m + t''/t''$. A diferença no período de bombagem resulta numa transladação da linha recta, acompanhada por uma rotação muito ligeira da linha. O rebaixamento residual, por ciclo logarítmico, é, por isso, quase igual para ambos os métodos. A transmissibilidade é calculada através da fórmula de recuperação de Theis:

$$KH = \frac{2,30(24)Q}{4\pi\Delta s''}$$

Para o método aproximado, o $\Delta s'' = 0,297$ e ($Q = 35,1 \text{ m}^3/\text{h}$):

$$KH = \frac{2,30(24)35,1}{4\pi(0,297)} = 520 \text{ m}^2/\text{d}$$

Para o método mais exacto $\Delta s'' = 0,305$, e o valor da transmissibilidade é igual a:

$$KH = \frac{2,30(24)35,1}{4\pi(0,305)} = 505 \text{ m}^2/\text{d}$$

A diferença é menor do que 3%, que é um valor desprezável, considerando que os erros feitos na medição do caudal e do rebaixamento, durante o ensaio, são normalmente maiores.

As Tabelas 11.12, 11.13 e 11.14 e os gráficos das Figuras 11.41, 11.42 e 11.43, mostram, respectivamente, os dados de recuperação e a implantação do rebaixamento residual contra os valores de $T+t''/t''$ e T_m+t''/t'' , para os furos P3-B, I-17 e I-9. Resultam nos seguintes valores de transmissibilidade (método mais exacto).

- para o furo P3-B: $KH = \frac{2,30(24)50,4}{4\pi(0,395)} = 560 \text{ m}^2/\text{d}$

- para o furo I-17: $KH = \frac{2,30(24)37,8}{4\pi(0,235)} = 707 \text{ m}^2/\text{d}$

- para o furo I-9: $KH = \frac{2,30(24)26}{4\pi(0,420)} = 377 \text{ m}^2/\text{d}$

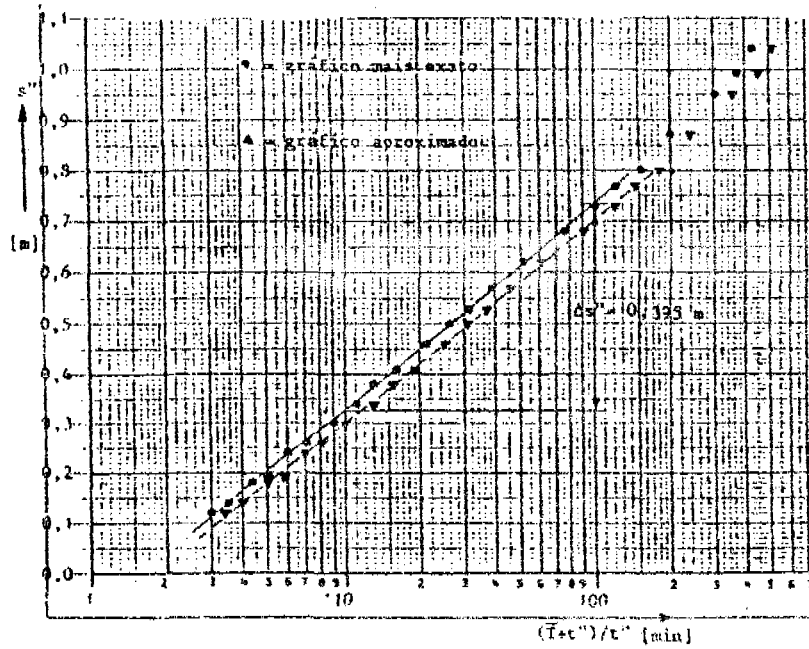


Figura 11.41 Análise da recuperação do Furo P3-B.

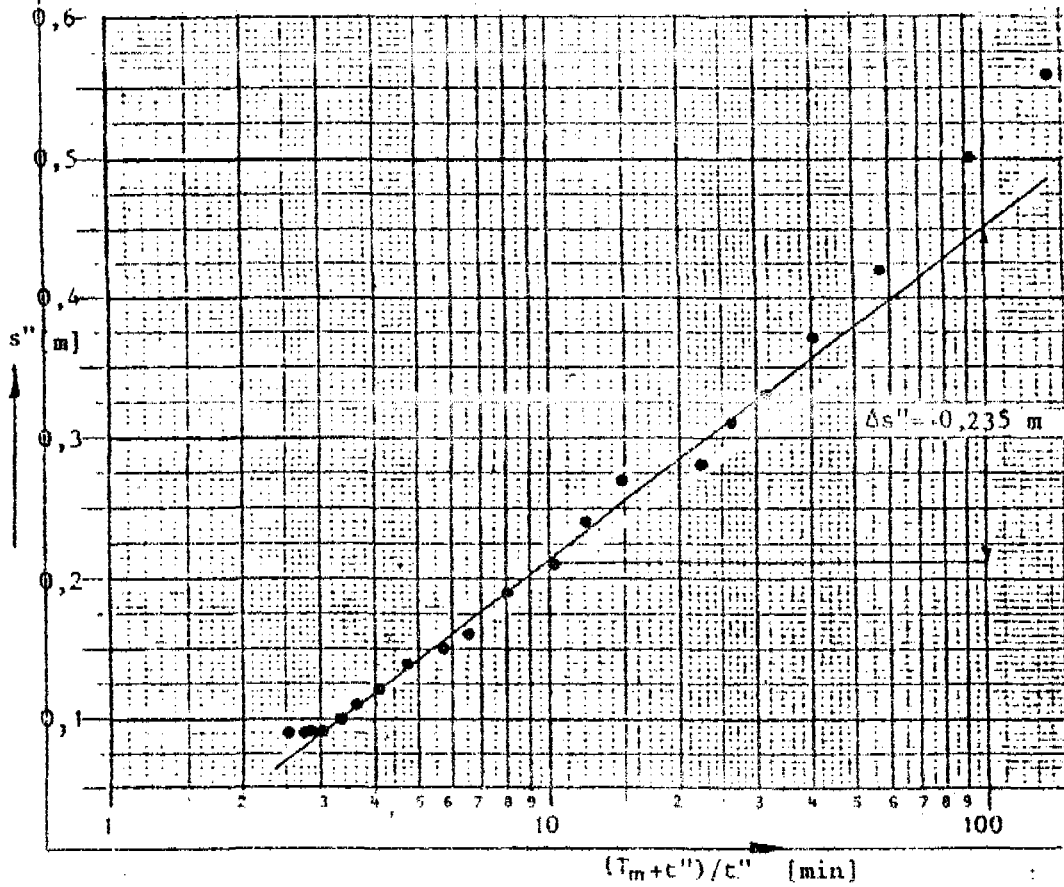


Figura 11.42 Análise da recuperação do Furo I-17.

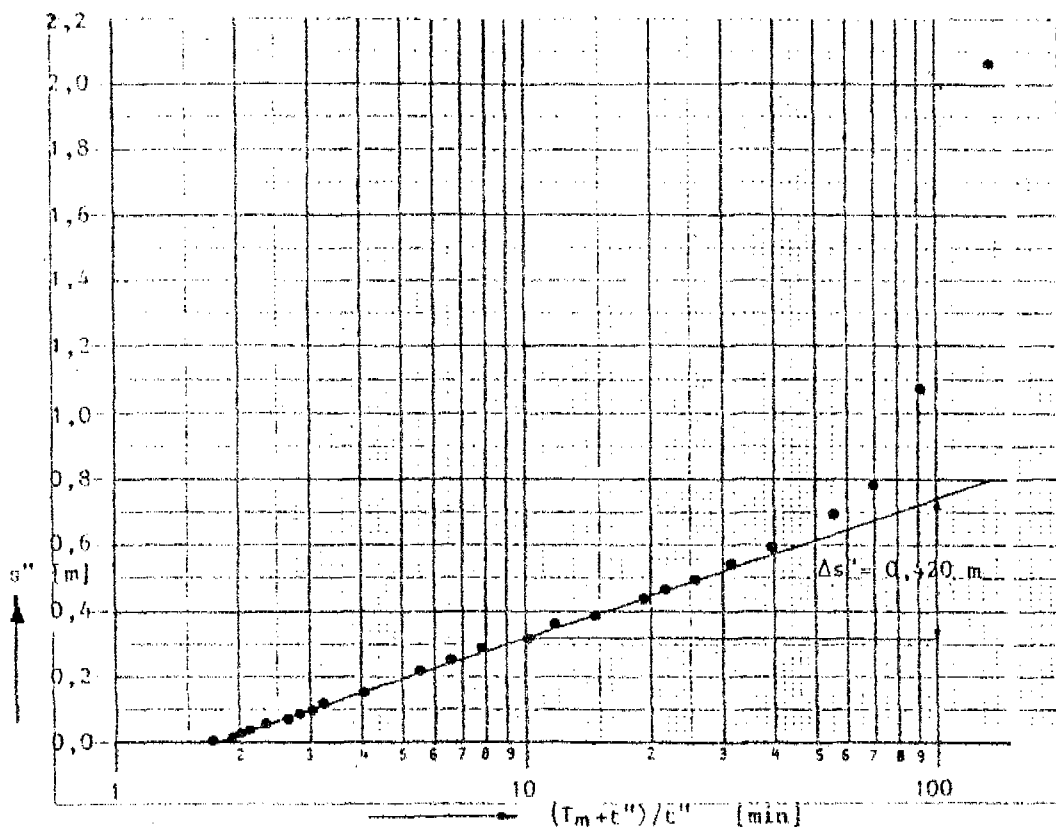


Figura 11.43 Análise da recuperação do Furo I-9.

11.5.7 A separação do rebaixamento em perdas da formação e perdas do furo e a subdivisão em perdas laminares e perdas turbulentas

As Figuras 11.30b, 11.33b, e 11.38b, e as equações 11.77, 11.84 e 11.86, representam o rebaixamento total em forma de gráfico ou em forma de equação dos furos I-14, P3-B e I-9, respectivamente. Sabendo os constantes $(A+B)$, C e n do ensaio do caudal escalonado, o valor de KH da análise de recuperação e os dados de construção do furo, é possível subdividir-se o rebaixamento total segundo a equação para o rebaixamento no furo bombado: em (ver também Figura 11.26):

$$s = AQ + BQ + CQ^n \quad (11.70)$$

em:

- | | | | |
|-------------------------------------|---|--------|-------------|
| 1. perdas laminares ($s_a + s_p$) | = | AQ | da formação |
| 2. perda laminar | = | BQ | do furo |
| 3. perda turbulenta | = | CQ^n | do furo |

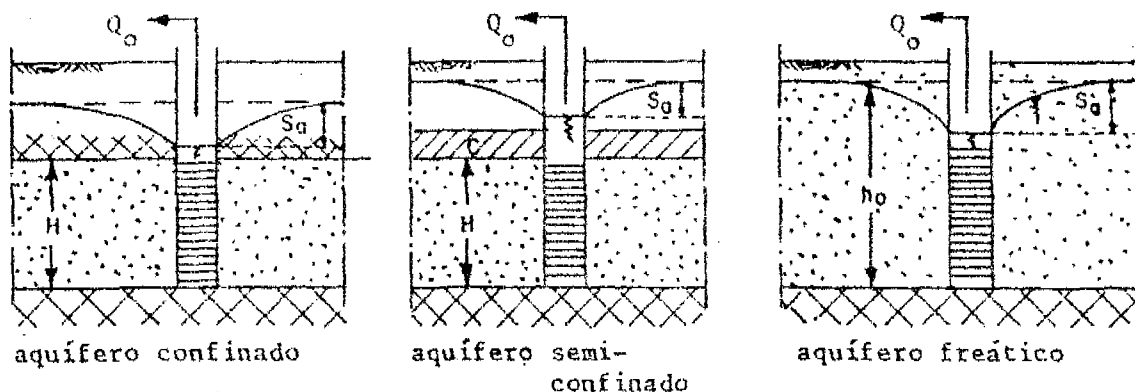
A Tabela 11.15 mostra as especificações dos furos I14, P3-B, e I-9, que permitem o cálculo das diferentes perdas. Este cálculo é mostrado para o furo I-14, e aplicado a outros furos, também localizados no aquífero semi-confinado. As perdas são calculadas para um caudal comum de $Q_0 = 40 \text{ m}^3/\text{h}$.

Tabela 11.15 Dados de construção dos furos I-14, P3-B e I-9 e o cálculo dos parâmetros necessários para a separação dos constantes.

1	Número do furo	I-14	P3-B	I-9
2	Altitude em [m] ⁺ N.M.M.	28,94	7,00	-
3	Nível estático em [m] em baixa da superfície	16,12	0,00	16,50
4	Profundidade da tubagem	65,00	79,00	70,00
5	Diâmetro do filtro em polegadas	6	4	6
6	Trajecto dos filtros em [m] em baixa da superfície	33-27 59-62	21-29 34-39	54-58 64-68
7	Comprimento total dos filtros, d[m]	7	13	8
8	Profundidade média dos filtros [m]	46,00	29,50	61,00
9	Diâmetro do envoltório em polegadas e [m], $2r_e$	12 0,31	12 0,31	12 0,31
10	Comprimento efectivo do envoltório (estimativa), d_e em [m]	9	15	10
11	Transmissividade, KH [m ² /dia]	505	560	377
12	Resistência camada conf., c [dias]	2000	500	2000
13	$L = V KHc$	1005	530	870
14	Trajecto do aquífero em [m]	30-65	20-42	44-76
15	Profundidade média do aquífero [m]	47,50	31,00	60,00
16	Espessura do aquífero, H em [m]	35,00	22,00	32,00
17	l em [m]	1,5	1,5	1,0
18	$e = l/H$ - eccentricidade	0,04	0,07	0,03
19	$P = d_e/H$	0,26	0,68	0,31
20	(proveniente da Tabela 2)	0,40	0,19	0,36
21	Rebaixamento máximo disponível [m]	14	18,5	35,0

O cálculo da perda $s_i = C Q^n$ é simples, porque segue directamente da substituição dos valores para $C Q$ e n ; contudo, o cálculo para a perda laminar do furo, $s_L = BQ$, e a perda de formação, $(s_A + s_p) = AQ$, é mais difícil porque só é conhecido o valor da soma (A+B). Deriva-se o valor do parâmetro "A" através do cálculo dos rebaixamentos s_A e s_p . Para s_A usa-se as fórmulas gerais de rebaixamento dado no capítulo 11.4, preenchido para o valor do raio efectivo do furo bombado, r_e . A Figura 11.44 apresenta as fórmulas para o cálculo do rebaixamento s_A , para o raio efectivo do furo bombado. O valor de s_p segue do valor calculado para s_A e das fórmulas dadas na Figura 11.45.

Figura 11.44 As fórmulas para o cálculo do rebaixamento s_A para diferentes tipos de aquífero.



Fluxo permanente

Fluxo não-permanente

AQUÍFERO CONFINADO

$$s_A = \frac{24Q_0}{2\pi KD} \frac{\ln R}{r_e}$$

$$s_A = \frac{24Q_0}{2\pi KD} \ln \frac{2,25KDt}{r_e^2 S}$$

AQUÍFERO SEMI-CONFINADO

$$s_A = \frac{24Q_0}{2\pi KD} \ln 1,123 \frac{\lambda}{R_e}$$

com $\lambda = \sqrt{K D c}$

Os rebaixamentos em regime não-permanente estabelece-se muito rapidamente perto do furo (dentro de 30 minutos). Pode-se usar a fórmula do fluxo permanente

AQUÍFERO FREÁTICO

$$s'_A = \frac{24Q_0}{2\pi KD} \frac{\ln R}{r_e}$$

$$s'_A = \frac{24Q_0}{2\pi KD} \ln r \frac{2,25KDt}{r_e^2 S}$$

onde $s'_A = s_A = \frac{s_A^2}{2D}$ ou,

onde $s'_A = s_A = \frac{s_A^2}{2D}$ ou,

$$s_A = D - \sqrt{D^2 - 2Ds'_A}$$

$$s_A = D - \sqrt{D^2 - 2Ds'_A}$$

- Q_o = caudal bombado em [m³/h]
 R = raio de influência em [m]
 r_e = raio efectivo do furo (raio do envoltório) em [m]
 K = permeabilidade em [m/d]
 H = espessura do aquífero (semi-)confinado em [m]
 h_o = espessura da zona saturada no aquífero freático, fóra da influência de bombagem em [m]
 c = resistência da camada confinante em [dias]
 t = tempo de bombagem em [dias]

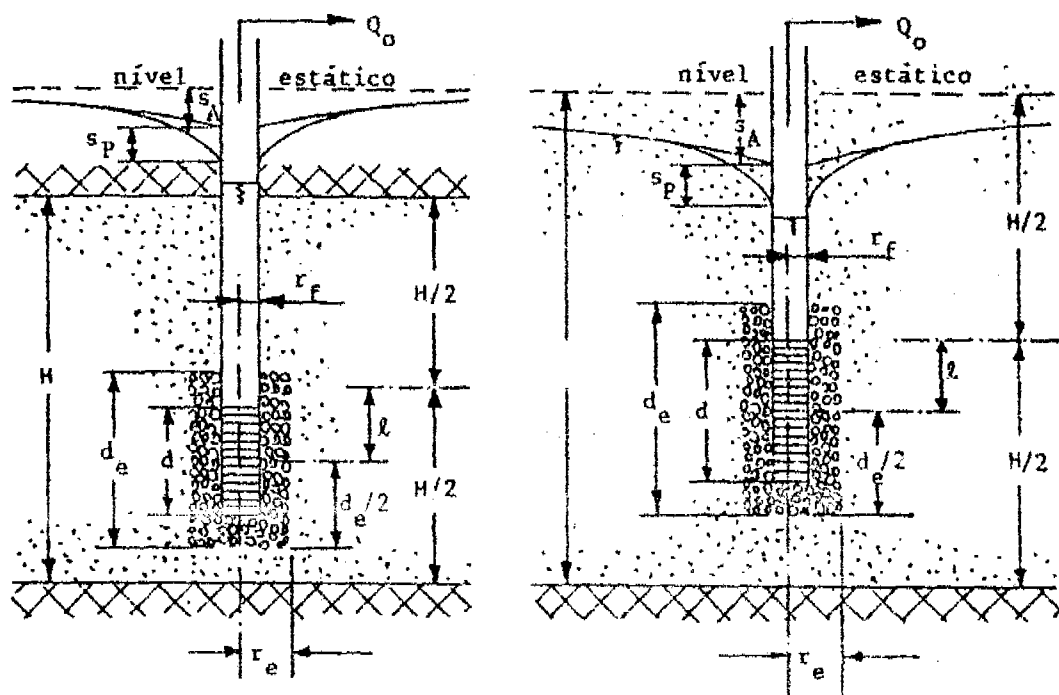


Figura 11.45 As fórmulas para o cálculo do rebaixamento s_p para diferentes tipos de aquíferos.

A influência da penetração parcial:

Para aquíferos (semi-)confinados:

$$s_p = \frac{24Q_o}{2\pi KH} \frac{1-P}{P} \ln \frac{E_d}{r_e}$$

Para aquíferos freáticos:

$$s_p = \frac{24Q_o}{2\pi K(h_o - s_A - s_p/2)} \frac{(1-P_e) \ln E_d}{P_e r_e}$$

onde, Q_0 = caudal em [m³/h]
 P = d_c/H , a razão da penetração (fracção decimal) para aquíferos (semi) confinados
 P_c = $d_c/(h_0-s_p)$, a razão da penetração (fracção decimal) para aquíferos freáticos
 d_c = comprimento efectivo do filtro (comprimento do envoltório) em [m]
 H = espessura do aquífero (semi-)confinado em [m]
 h_0 = espessura saturada do aquífero freático fóra da influência de bombagem, em [m]
 l = a distância entre o meio do filtro e o meio do aquífero, em [m]
 e = l/H , a razão da excentricidade (fracção decimal)
 E = função de P ou P_c e a razão de excentricidade (ver a Tabela)
 r_c = raio efectivo do filtro (o raio do envoltório em [m])

Valores de E para valores de 'e' e P ou P _c										
P ou P _c	e = 0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0,1	E=0,54	0,54	0,55	0,55	0,56	0,57	0,59	0,61	0,67	1,09
0,2	0,44	0,44	0,45	0,46	0,47	0,49	0,52	0,59	0,89	
0,3	0,37	0,37	0,38	0,39	0,41	0,43	0,50	0,74		
0,4	0,31	0,31	0,32	0,34	0,36	0,42	0,62			
0,5	0,25	0,26	0,27	0,29	0,34	0,51				
0,6	0,21	0,21	0,23	0,27	0,41					
0,7	0,16	0,17	0,20	0,32						
0,8	0,11	0,13	0,18							
0,9	0,06	0,12								

Exemplo do cálculo das perdas para o Furo I-14

O cálculo do rebaixamento s_A

Usando a fórmula da Figura 11.44, para o aquífero semi-confinado, o fluxo permanente será:

$$s_A = \frac{24Q_0}{2\pi KH} \ln 1,123 \frac{L}{r_c} \quad (11.88)$$

Preenchendo os valores da Tabela 11.15, rende:

$$s_A = \frac{24(40)}{2\pi(505)} \ln 1,123 \frac{1005}{0,155} = 2,69 \text{ m} \quad (11.88)$$

O cálculo do rebaixamento s_p

Usando a fórmula da Figura 11.45 para o aquífero semi-confinado:

$$s_p = \frac{24Q_o}{2\pi KH} \frac{(1-P)}{P} \frac{\ln E_d}{r} \quad (11.89)$$

que para os valores do Furo I-14 rende:

$$s_p = \frac{24(49)}{2\pi(505)} \frac{(0,74)}{0,26} \ln \frac{0,40(9)}{0,155} = 2,71 \text{ m} \quad (11.89)$$

O rebaixamento laminar da formação, então

$$s_A + s_p = 5,4 = A Q_o = A(40) \quad , \text{ ou, } A = 5,40/40 = 0,135$$

Do ensaio de caudal escalonado é conhecido o valor do constante (A+B):

$$(A + B) = 0,285 \quad , \text{ por isso } B = 0,285 - 0,135 = 0,150$$

O cálculo do rebaixamento s_L :

A perda laminar do furo, $s_L = B Q_o$, é igual a:

$$s_L = 0,150(40) = 6,0 \text{ m}$$

O cálculo do rebaixamento s_t :

A perda turbulenta do furo, s_t , resulta do ensaio escalonado:

$$s_t = C Q^n \quad \text{com } C = 7,125 \cdot 10^{-4} \text{ h}^2/\text{m}^5 \text{ e } n = 2 \quad \text{ou,}$$

$$s_t = 7,125 \cdot 10^{-4} (40)^2 = 1,14 \text{ m}$$

Resumindo para o furo I-14:

$$A = 0,135 \text{ h/m}^2; B = 0,150 \text{ h/m}^2; C = 7,125 \cdot 10^{-4} \text{ h}^2/\text{m}^5; n = 2$$

A fórmula geral para o rebaixamento, $s = A Q + B Q + C Q^n$, para furo I-14, dá:

$$s = 0,135Q + 0,150Q + 7,123 \cdot 10^{-4}Q^2$$

Similarmente, faz-se os cálculos para os furos P3-B, I-4 e I-9. Na Tabela 11.16, apresentam-se os valores das constantes A,B,C e n, enquanto que na Tabela 11.17 mostra-se os valores das perdas s_A, s_P, s_L e s_T , para um caudal de $Q_o = 40 \text{ m}^3/\text{hora}$.

Tabela 11.16 Os valores das constantes A,B,C e n para os furos I-17, P3-B e I-9.

Nome do furo	A [h/m ²]	B [h/m ²]	C [h ² /m ³]	n [-]
I-14	$1,35 \cdot 10^{-1}$	$1,50 \cdot 10^{-1}$	$7,125 \cdot 10^{-4}$	2,0
P3-B	$6,55 \cdot 10^{-2}$	$1,25 \cdot 10^{-3}$	$1,17 \cdot 10^{-9}$	4,8
I-9	$1,60 \cdot 10^{-1}$	$2,55 \cdot 10^{-1}$	$2,07 \cdot 10^{-3}$	2,0

Quanto aos resultados da Tabela 11.17, pode-se comparar as perdas da formação com as perdas do furo. O furo P-3B tem a melhor característica.

Tabela 11.17 As perdas para os furos I-14, P3-B e I9, para um caudal de exploração de $40 \text{ m}^3/\text{h}$

Nome do Furo	PERDA TOTAL s [m]	n s = AQ + BQ + CQ			
		PERDAS DA FORMAÇÃO LAMINAR		PERDAS DO FURO LAMINAR TURBULENTA	
		AQ [m]		BQ [m]	CQ ⁿ [m]
		s _A [m]	s _P [m]	s _L [m]	s _T [m]
I-14	12,54	5,40		7,14	
		2,69	2,71	6,00	1,14
P3-B	2,73	2,62		0,11	
		2,25	0,37	0,05	0,06
I-9	19,90	6,39		13,51	
		3,55	2,84	10,20	3,31

As perdas do furo P3-B, são apenas cerca de 4% do rebaixamento total, enquanto que o Furo I-9 mostra um resultado péssimo: a maioria das perdas (68%) ocorre na zona do filtro, limitando o caudal máximo possível.

A Figura 11.46 mostra, para os 3 furos referidos acima, os rebaixamentos esperados no caso dos furos serem bombados com um caudal de $40 \text{ m}^3/\text{h}$, sendo igual o nível estático

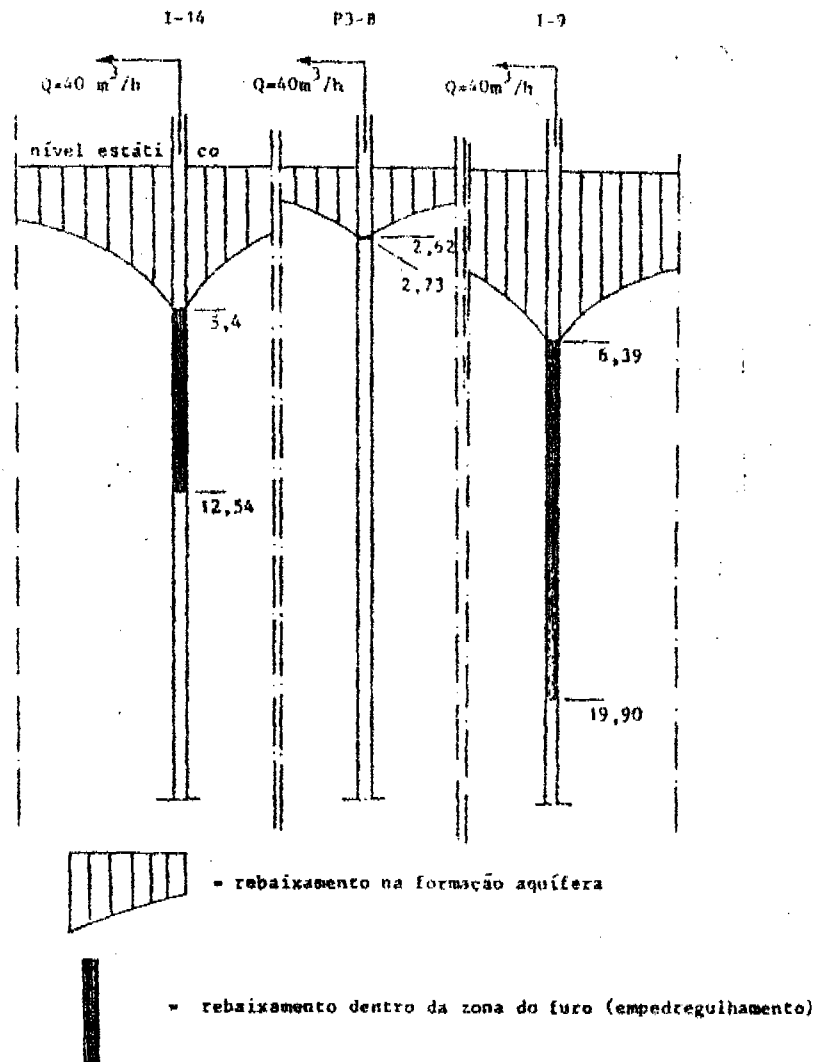


Figura 11.46 Esquemática dos rebaixamentos nos furos para igual caudal: $Q = 40 \text{ m}^3/\text{h}$.

antes da bombagem. A esquematização mostra claramente a distinção entre as perdas ocorridas na zona do furo, que dependem da construção do furo, as especificações técnicas e o desenvolvimento.

Na prática, os rebaixamentos máximos dependem do rebaixamento máximo disponível, que é em função da distância entre o nível estático antes da bombagem, o nível do topo do filtro e a posição da bomba. A Tabela 11.15 mostra os rebaixamentos máximos disponíveis, reservando 2,5 m para a bomba submersível. Através dos gráficos 11.30b, 11.33b e 11.38b, ou através das fórmulas 11.77, 11.84 e 11.86 pode-se determinar os caudais máximos possíveis em cada um dos furos, com os seguintes resultados:

Furo I-14	$s_m \cong 44 \text{ m}^3/\text{h}$
Furo P3-B (aplicação da fórmula)	$s_m \cong 118 \text{ m}^3/\text{h}$
Furo I-9	$s_m \cong 65 \text{ m}$

11.6 EXECUÇÃO E ANÁLISE DUM ENSAIO SIMPLES DE FURO

11.6.1 Métodos aproximados nos furos

Num ensaio do furo não existem piezómetros. Pode ser que não haja dinheiro para executar piezómetros, o que depende da importância e do tipo do projecto. Assim só se podem usar os níveis da água medidos no furo bombado. Normalmente, executa-se um ensaio do furo da mesma maneira como um ensaio do aquífero. Em geral, as únicas características que se podem determinar com um ensaio do furo, são a transmissibilidade (KH) e, se a espessura do aquífero (H) for conhecida, a permeabilidade (K). O ensaio também fornece uma indicação sobre a relação entre o caudal e o rebaixamento, embora não seja tão exacto como no caso de execução dum ensaio escalonado.

Geralmente, a exactidão dos resultados será menor do que a exactidão dos resultados dum ensaio do aquífero. Contudo, a execução dum ensaio do furo é muito mais barato do que um ensaio do aquífero, porque não precisa de furos de observação. Nalguns casos é possível calcular o coeficiente de armazenamento (S).

Às vezes é possível executar um ensaio do furo num furo já existente, embora as condições talvez não sejam tão propícias como no caso dum furo especialmente feito para este fim.

11.6.2 Fluxo radial permanente em aquíferos confinados e freático: o método de Logan

A. O método de Logan para aquíferos confinados

Num aquífero confinado bombado, a equação de Thiem elaborado no capítulo 11.4.2 como equação (11.10), é válida.

$$KH = \frac{Q_0}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1} - \frac{2,3Q_0}{2\pi(s_1 - s_2)} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (6.10)$$

Pode-se aplicar esta fórmula aos dados do furo bombado, então, neste caso, r_2 é igual ao raio de influência de bombagem, r_1 ; $r_2 = r_1$. Para $r_2 = r_1$, o rebaixamento s_2 , pela definição do raio de influência, é igual a zero: $s_2 = 0$

O r_1 da fórmula (11.10), neste caso, é igual ao raio do furo bombado, r_c , e o rebaixamento s_1 é igual ao rebaixamento medido no furo bombado, s_{rm} .

$$\begin{aligned} r_1 &= r_c \\ s_1 &= s_{rm} \end{aligned}$$

Substituindo estes valores na fórmula de Thiem, resulta em:

$$KH = \frac{2,3Q_o}{2\pi s_{rm}} \log \frac{r_i}{r_e} \quad (11.90)$$

onde: r_e = raio do furo bombado (raio efectivo)
 r_i = raio de influência de bombagem (= raio do cone de depressão), que é estimado com base na experiência no campo
 s_{rm} = rebaixamento máximo no furo bombado

A exactidão do cálculo depende agora da precisão da medição de s_{rm} (muitas vezes é difícil medir por causa das perdas de energia dentro do furo) e depende da exactidão da razão r_i/r_e . Não se pode determinar exactamente a razão de r_i/r_e sem piezómetros, mas um erro nesta razão já diminui consideravelmente, se se tomar o logaritmo desta razão, como é feito na equação (11.90). Assumindo um valor médio de 3,33 para o logaritmo desta razão, a equação (11.90) muda em:

LOGAN:

$$s = \frac{Q_o}{4\pi KH} W(u) \quad (11.91)$$

MÉTODO ANALÍTICO DE LOGAN

Substitua os valores de Q_o e s_{rm} na equação (11.91) e calcule KH.

N.B. Este método pode dar resultados com erros maiores do que 50%. Só serve como primeira estimativa.

B. O método de Logan para aquíferos freáticos

No caso do fluxo permanente em aquíferos freáticos, pode-se seguir da mesma maneira como no ponto A, mas tem-se que corrigir os rebaixamentos medidos para os efeitos do fluxo não confinado. Então, a equação para calcular Kh_o , será:

$$Kh_o = \frac{1,22 Q_o}{s'_{rm}} \quad (11.92)$$

onde s'_{rm} = rebaixamento corrigido:

$$s'_{rm} = s_{rm} - \frac{s_{rm}^2}{2h_0} \quad (11.93)$$

onde s_{rm} = rebaixamento medido no furo

- ◆ *Pergunta 8. Embora o método de Logan tenha uma pequena exactidão, ela é usada muitas vezes. Porquê?* ◆

11.6.3 Fluxo radial não-permanente em aquíferos confinados e freáticos

11.6.3.1 Método de Hurr para aquíferos confinados e freáticos

Para o fluxo radial não-permanente em aquíferos confinados, é válida a fórmula de Theis, expressa nas equações (11.17) e (11.19).

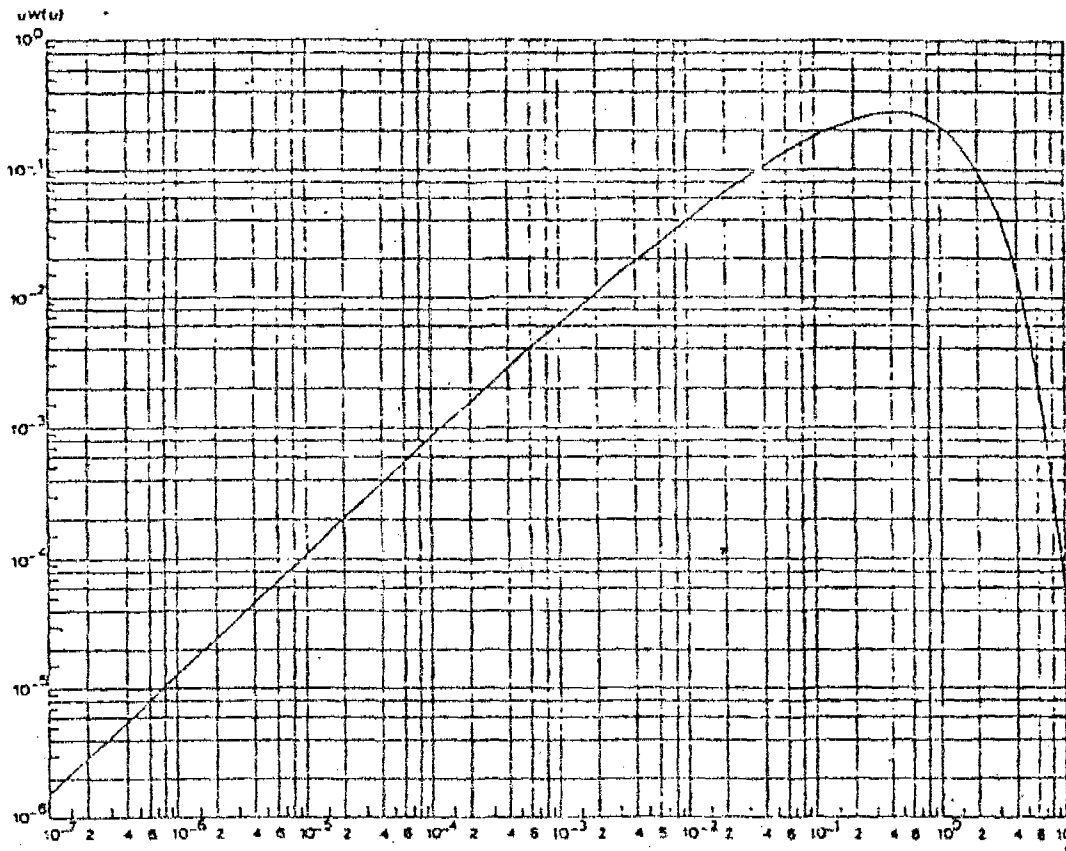


Figura 11.47 Gráfico dos valores correspondentes de u e uW(u).

$$s = \frac{Q_0}{4\pi KH} W(u) \quad (11.17)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4KHt} \quad (11.19)$$

Reajustando a equação (11.19), teremos:

$$W(u) = \frac{4\pi KHS}{Q_0} \quad (11.94)$$

Multiplicando ambos os lados por u ($= r^2 S / 4KHt$), teremos:

$$uW(u) = \frac{4\pi KHS}{Q_0} \frac{r^2 S}{4KHt} = \frac{\pi r^2 S}{t} \frac{s}{Q_0} \quad (11.95)$$

Tabela 11.18 Os valores de $W(u)$ versus valores de u (números entre parenteses são expoentes decimais: Por exemplo: 2,727(-2) é 2,727 10^{-2}).

u	$W(u)$	u	$W(u)$
8	3,014(-4)	8(-6)	8,928(-5)
6	2,161(-3)	6(-6)	6,870(-5)
4	1,512(-2)	4(-6)	4,740(-5)
2	9,780(-1)	2(-6)	2,510(-5)
1	2,194(-1)	1(-6)	1,324(-5)
8(-1)	2,485(-1)	8(-7)	1,077(-5)
6(-1)	2,726(-1)	6(-7)	8,250(-6)
4(-1)	2,810(-1)	4(-7)	5,660(-6)
2(-1)	2,446(-1)	2(-7)	2,970(-6)
1(-1)	1,823(-1)	1(-7)	1,554(-6)
8(-2)	1,622(-1)	8(-8)	1,261(-6)
6(-2)	1,377(-1)	6(-8)	9,630(-7)
4(-2)	1,072(-1)	4(-8)	6,584(-7)
2(-2)	6,710(-1)	2(-8)	3,430(-7)
1(-2)	4,038(-1)	1(-8)	1,784(-7)
8(-3)	3,407(-2)	8(-9)	1,446(-7)
6(-3)	2,727(-2)	6(-9)	1,101(-7)
4(-3)	1,979(-2)	4(-9)	7,504(-8)
2(-3)	1,128(-2)	2(-9)	3,890(-8)
1(-3)	6,332(-3)	1(-9)	2,015(-8)
8(-4)	5,244(-3)	8(-10)	1,630(-8)
6(-4)	4,105(-3)	6(-10)	1,240(-8)
4(-4)	2,899(-3)	4(-10)	8,424(-9)
2(-4)	1,588(-3)	2(-10)	4,352(-9)
1(-4)	8,633(-4)	1(-10)	2,245(-9)
8(-5)	7,085(-4)	8(-11)	1,824(-9)
6(-5)	5,486(-4)	6(-11)	1,378(-9)
4(-5)	5,820(-4)	4(-11)	9,344(-10)
2(-5)	2,048(-4)	2(-11)	4,812(-10)
1(-5)	1,094(-4)	1(-11)	2,475(-10)

Da equação (11.95) pode-se ver que, se fosse conhecido o valor aproximado de S e só uma medição do rebaixamento s para um certo tempo t , poder-se-ia calcular o valor do membro direito desta equação, e por isso conhecer-se-ia o valor do membro esquerdo: $u(W)$.

Através da Tabela 11.18 ou da Figura 11.47, pode-se determinar, para o valor de $uW(u)$, o valor correspondente de u .

Sabendo o valor de u , pode-se calcular o valor de KH , através da equação (11.19).

MÉTODO DE HURR

- calcule o valor de $uW(u)$ através da equação (11.95)
- Da Tabela 11.18 ou da Figura 11.47, determine o valor correspondente de u .
- Substitua os valores de u , r , t e S , na equação (11.19), e resolva para KH :

$$KH = \frac{r^2 S}{4tu} \quad (11.96)$$

Este método permite o cálculo da transmissibilidade, a partir de uma só medição do rebaixamento no tempo, assumindo um valor aproximado de S . A exactidão necessária para o S diminui com valores decrescentes de u . Para $u/S < 0,001$ a influência de S nos valores calculados de KH já é desprezável.

Usando s' ($s' = s - s^2/2h_0$), pode-se aplicar o método de Hurr também para aquíferos freáticos.

11.6.3.2 Método de recuperação de Theis, para aquíferos confinados e freáticos

O método de recuperação de Theis, discutido sob o ponto 11.4.3.3, aplica-se às medições de recuperação registadas nos piezómetros dum ensaio de aquífero. Este método também é válido e aplicável à medição dos níveis durante a recuperação no furo bombado, se for preenchido para r o raio efectivo do filtro, r_c . Isto permite o cálculo bastante certo do valor de KH , conforme está elaborado no ponto 11.4.3.3, mas é preciso assegurar-se que:

- O diâmetro do furo é tão pequeno, que o armazenamento de água no furo é desprezável.
- No sistema de bombagem existe uma válvula no pé (chupador), que evita que a água contida na tubagem caia no furo.
- No caso do aquífero ser freático, ainda é válido, substituindo para s o valor de $s' = s - s^2/2h_0$.

11.7 EXECUÇÃO E ANÁLISE DUM ENSAIO NO POÇO

11.7.1 Métodos aproximados nos poços

Os poços representam importantes fontes de água em muitas áreas do mundo, incluindo Moçambique. O volume de água armazenado num poço é bastante, e esta capacidade de armazenamento representa um problema especial para os métodos de análise de tais poços. A maioria das fórmulas são desenvolvidas para ensaios de poços em aquíferos confinados. A análise do ensaio num aquífero freático é dificultado por causa da espessura variável do aquífero e a existência da componente vertical do fluxo subterrâneo. Os métodos dão uma estimativa de KH e às vezes de S.

O método mais usado é o de Papadopulos - Cooper (1967), desenvolvido para aquíferos confinados. Mais recentemente, foram publicados outros métodos para aquíferos confinados (Rushton-Sing, 1983).

Para aquíferos freáticos, o método de Papadopulos-Cooper é muitas vezes aplicado, por falta de melhores métodos. Desde 1976 existe um método de recuperação (Bouwer e Rice).

Os ensaios nos poços podem ser subdivididos em:

- a. ensaios em aquíferos confinados; e
- b. ensaios em aquíferos freáticos.

Faz-se a análise dos dados de rebaixamento ou de recuperação durante o fluxo não-permanente.

11.7.2 Fluxo radial não-permanente em aquíferos confinados

11.7.2.1 Método de Papadopulos-Cooper

Geralmente os poços têm um grande diâmetro e, por isso, o método de Theis não é aplicável, porque não é satisfeita a condição de que o diâmetro do furo é pequenino. Papadopulos e Cooper apresentaram um método de análise dum ensaio de caudal dum poço de grande diâmetro, tomando em conta a capacidade de armazenamento do próprio poço (ver Figura 11.48).

Então as suposições são as seguintes:

- As suposições e as condições listadas no ponto 11.4.1;
- A água removida do armazenamento no aquífero é descarregada instantaneamente com o rebaixamento do nível piezométrico;
- Não se podendo considerar o diâmetro do poço como pequeno, o armazenamento não se pode desprezar;
- O aquífero é confinado;
- O fluxo para o poço está na fase não-permanente; e
- As perdes de carga no poço são desprezáveis, isto é: a resistência de entrada do poço é zero.

A equação geral do fluxo dentro dum poço de grande diâmetro, é:

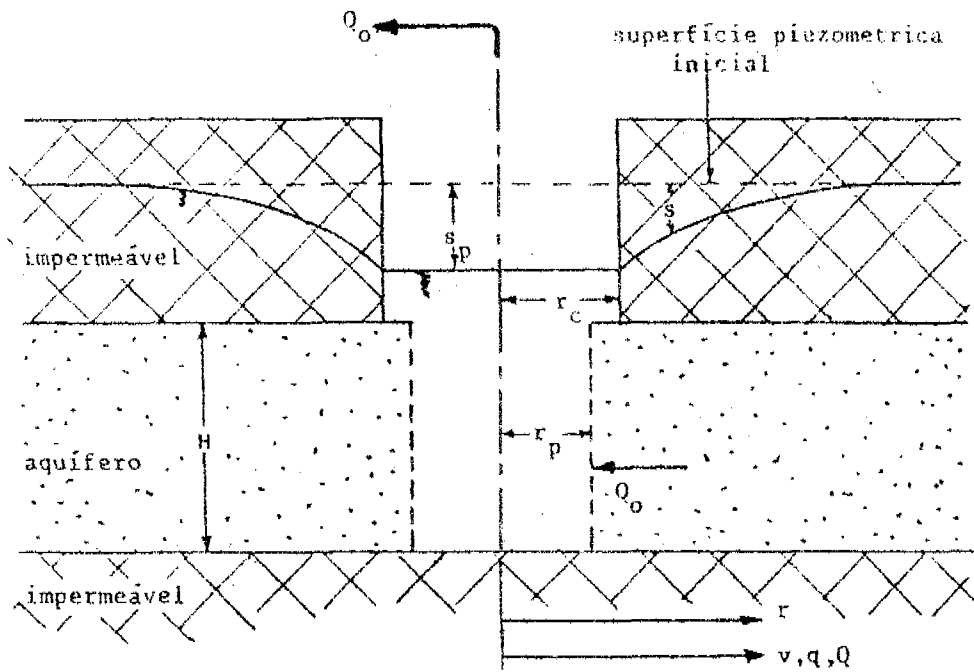


Figura 11.48 Esquema dum aquífero confinado bombado pelo poço de grande diâmetro.

$$s_p = \frac{Q_o}{4\pi KH} F(u, \beta) \tag{11.97}$$

Esta equação é semelhante à equação de Theis, onde:

- s_p = rebaixamento em [m] medido no poço para um certo tempo t .
- Q_o = caudal constante bombado do poço em [m³/d]
- $F(u, \beta)$ = integral exponencial de Papadopulos-Cooper (semelhante à função de Theis, mas com dois parâmetros). Os valores de $F(u, \beta)$ para certos valores de β versus $1/u$, são dados na Tabela 11.19. Os mesmos valores são implantados no papel logarítmico na forma dum conjunto de curvas-padrão, na Figura 11.49).

$$u = \frac{r_p^2 S}{4KHt} \tag{11.98}$$

$$s = \frac{r_p^2 S}{r_c^2} \tag{11.99}$$

Tabela 11.19 Lista dos valores da função $F(u,\beta)$ para certos valores de β versus os valores de $1/u$.

$1/u$	$\beta = 10^{-1}$	$\beta = 10^{-2}$	$\beta = 10^{-3}$	$\beta = 10^{-4}$	$\beta = 10^{-5}$
1(-1)	9,75(-3)	9,98(-4)	1,00(-4)	1,00(-5)	1,00(-6)
1(0)	9,19(-2)	9,91(-3)	9,99(-4)	1,00(-4)	1,00(-5)
2(0)	1,77(-1)	1,97(-2)	2,00(-3)	2,00(-4)	2,00(-5)
5(0)	4,06(-1)	4,89(-2)	4,99(-3)	5,00(-4)	5,00(-5)
1(1)	7,34(-1)	9,66(-2)	9,97(-3)	1,00(-3)	1,00(-4)
2(1)	1,26	1,90(-1)	1,99(-2)	2,00(-3)	2,00(-4)
5(1)	2,30	4,53(-1)	4,95(-2)	4,99(-3)	5,00(-4)
1(2)	3,28	8,52(-1)	9,83(-2)	9,98(-3)	1,00(-3)
2(2)	4,25	1,54	1,94(-1)	1,99(-2)	2,00(-3)
5(2)	5,42	3,04	4,72(-1)	4,97(-2)	5,00(-3)
1(3)	6,21	4,54	9,07(-1)	9,90(-2)	9,99(-3)
2(3)	6,96	6,03	1,69	1,96(-1)	2,00(-2)
5(3)	7,87	7,56	3,52	4,81(-1)	4,98(-2)
1(4)	8,57	8,44	5,53	9,34(-1)	9,93(-2)
2(4)	9,32	9,23	7,63	1,77	1,97(-1)
5(4)	1,02(1)	1,02(1)	9,68	3,83	4,86(-1)
1(5)	1,09(1)	1,09(1)	1,07(1)	6,24	9,49(-1)
2(5)	1,16(1)	1,16(1)	1,15(1)	8,99	1,82
5(5)	1,25(1)	1,25(1)	1,25(1)	1,17(1)	4,03
1(6)	1,32(1)	1,32(1)	1,32(1)	1,29(1)	6,78
2(6)	1,39(1)	1,39(1)	1,39(1)	1,38(1)	1,01(1)
5(6)	1,48(1)	1,48(1)	1,48(1)	1,48(1)	1,37(1)
1(7)	1,55(1)	1,55(1)	1,55(1)	1,55(1)	1,51(1)
2(7)	1,62(1)	1,62(1)	1,62(1)	1,62(1)	1,60(1)
5(7)	1,70(1)	1,70(1)	1,70(1)	1,71(1)	1,71(1)
1(8)	1,78(1)	1,78(1)	1,78(1)	1,78(1)	1,78(1)
2(8)	1,85(1)	1,85(1)	1,85(1)	1,85(1)	1,85(1)
5(8)	1,94(1)	1,94(1)	1,94(1)	1,94(1)	1,94(1)
1(9)	2,01(1)	2,01(1)	2,01(1)	2,01(1)	2,01(1)

1,39(2) significa: $1,39 \cdot 10^2$ 1,96(-3) significa: $1,96 \cdot 10^{-3}$

Onde r_p = raio do filtro do poço, [m]
 r_c = raio da parte do poço sem tela (filtro) [m]

A expressão (11.98) também escreve-se como:

$$t = \frac{r_p^2 S}{4KH} \frac{1}{u} \quad (11.100)$$

O uso da fórmula de Papadopulos-Cooper para a determinação de KH , e S , com base num ensaio de bombagem de poço, requer medições do rebaixamento versus o tempo no poço bombado. O cálculo directo dos valores de KH e S não é possível, mas existe um método gráfico.

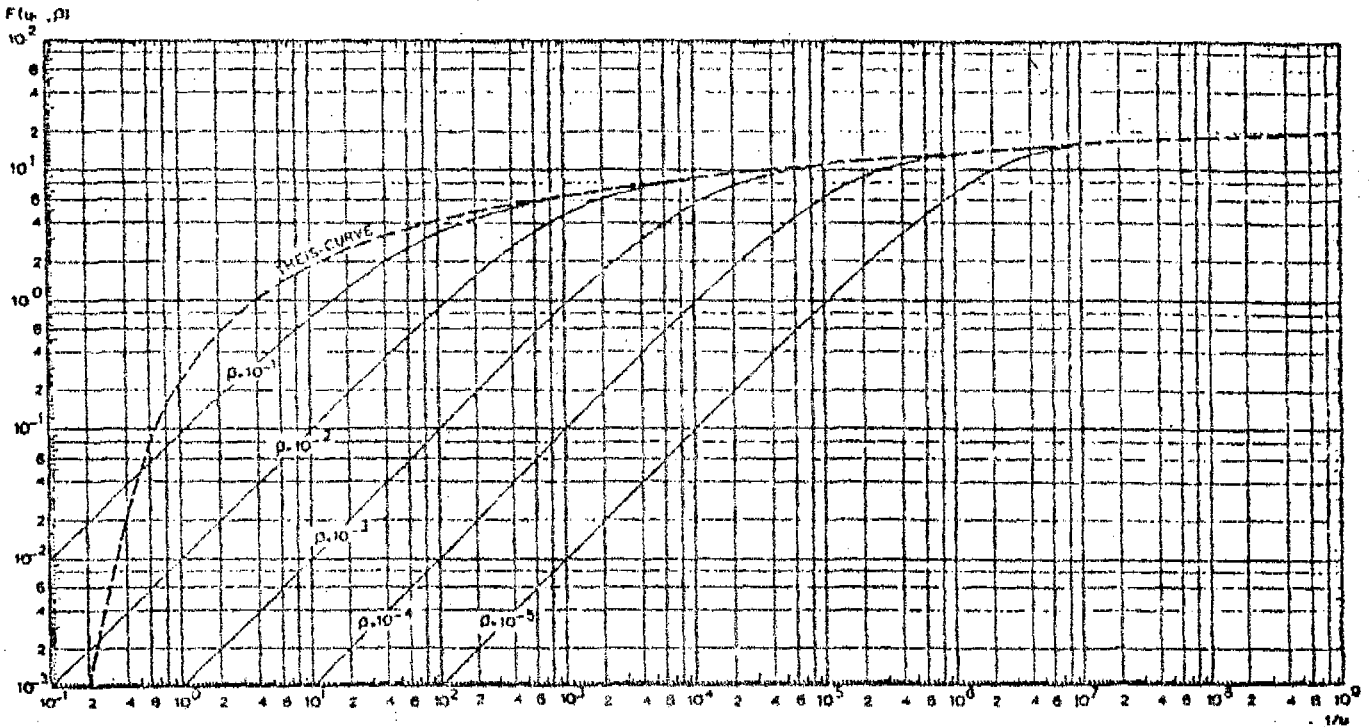


Figura 11.49 O conjunto de curvas-padrão de Papadopoulos-Cooper: $F(u, \beta)$ versus $1/u$.

Tomando o logaritmo das equações (11.97) e (11.100), resulta em:

$$\log s_p = \log F(u, \beta) + \log \frac{Q_o}{4\pi KH} \quad (11.101)$$

curva dos
dados de campo

conjunto de curvas-padrão
de Papadopoulos-Cooper

$$\log t = \log \frac{1}{u} + \log \frac{r_p^2 S}{4KH} \quad (11.102)$$

Este arranjo é útil para separar as constantes $Q_o/4\pi KH$ e $r_p^2 S/4KH$ das variáveis.

O método de Papadopoulos - Cooper compreende os seguintes passos:

- Construa as curvas de $F(u,\beta)$ versus $1/u$, para um conjunto de valores de β no papel logarítmico. Estas curvas são conhecidas como as curvas-padrão de Papadopulos-Cooper e são feitas através da implantação dos valores da Tabela 11.19 (ver a Figura 11.49).
- Implante os valores de rebaixamento versus o valor correspondente t no papel logarítmico da mesma escala. No caso de Q_0 ser constante, as equações (11.101) e (11.102) mostram que $F(u,\beta)$ é uma função de $1/u$ da mesma maneira que s_p é uma função de t . Por isso, é possível sobrepôr a curva dos dados de campo no conjunto de curvas-padrão de Papadopulos-Cooper, mantendo paralelos os eixos das coordenadas, até que os dados de campo coincidam, o melhor possível, com uma das curvas-padrão do conjunto.
- Conseguindo-se uma boa ajustagem das curvas, escolha um ponto A de coincidência na parte sobreposta, e determine para este ponto os valores das coordenadas $F(u,\beta)_A = 1$ e $(1/u)_A, s_A$ e t_A .
É conveniente escolher um ponto de coincidência cujas coordenadas na curva-padrão sejam conhecidas, por exemplo $F(u,\beta)_A = 1$ e $(1/u)_A = 10^2$.
Também note o valor de β da curva-padrão, que coincida, o melhor possível, com a curva dos dados de campo.
- Substitua os valores de $Q_0, F(u,\beta)_A$ e s_A na equação (11.97), e resolva para KH:

$$KH = \frac{Q_0}{4\pi s_A} F(u,s)_A \quad (11.103)$$

- Calcule o valor de S pela substituição dos valores de $r_p, (1/u)_A, t_A$ e KH na equação (11.98), resolvendo para S:

$$S = \frac{4KHt_A}{\left(\frac{1}{u}\right)_A r_p^2} \quad (11.104)$$

- Calcule mais uma vez o valor de S pela substituição dos valores de r_c, r_p e na equação (11.99), e resolva para S:

$$S = \frac{r_c^2}{r_p^2} \beta \quad (11.105)$$

N.B. Os valores de S calculados de duas maneiras, através das equações (11.104) e (11.105), deveriam ser mais ou menos iguais.

Observações:

- A parte da curva-padrão que é uma linha recta corresponde com o período, quando a maioria da água tirada vier do armazenamento dentro do poço, e não do aquífero.
Os pontos da curva dos dados de campo que coincidem com esta parte da curva-padrão, não representam adequadamente as características do aquífero.
Como a forma da curva-padrão muda muito ligeiramente, por mudança de ordem

de magnitude de β , a determinação do valor de S , através deste método, tem uma exactidão duvidosa.

- Se for possível, deveria ser instalado um piezómetro (por exemplo com trado manual) mesmo ao pé do poço para verificar se as perdas de carga devidas ao fluxo entrado no poço são realmente desprezáveis.

EXEMPLO DO MÉTODO DE PAPADOPULOS-COOPER

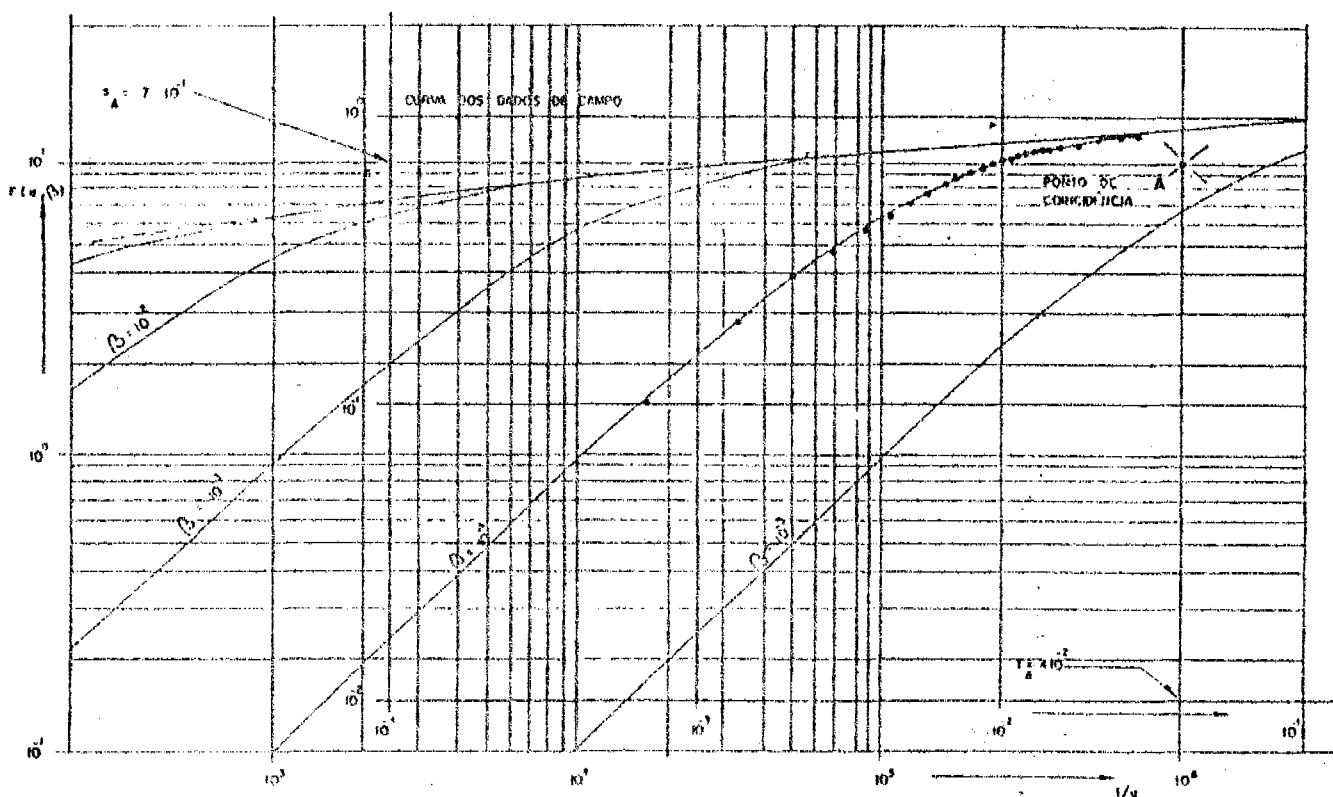


Figura 11.50 Análise dos dados do ensaio de poço com o método de Papadopoulos-Cooper, para o poço de Charre, Província de Tete.

Para um estudo de localização das aldeias comunais na área de Charre, Província de Tete, foi executado um ensaio de bombagem num poço, à distância de mais ou menos 100 m do Rio Ziu-Ziu. O poço tem um diâmetro de 1,70 m ($r_p = 0,85 \text{ m} = r_c$). A profundidade total do poço é de 4,25 m com o nível estático de 1,90 m abaixo da superfície. A camada superior do solo consiste de argila, então espera-se que o aquífero a ser ensaiado, seja confinado. O poço foi bombado através de uma moto-bomba e o caudal foi de 3,65 l/seg ou seja $315 \text{ m}^3/\text{d}$.

A Tabela 11.20 mostra os dados de campo. N.B. p_a = a profundidade de água medida no poço, durante o ensaio.

Tabela 11.20 Rebaixamento versus o tempo e as grandezas calculadas.

t (min)	p_a (m)	t (d)	s (m)	t (min)	p_a (m)	t (d)	s (m)
0	1,90	0	0	14	2,595	$9,72 \cdot 10^{-2}$	$6,95 \cdot 10^{-1}$
1	2,00	$6,94 \cdot 10^{-4}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	15	2,610	$1,04 \cdot 10^{-2}$	$7,10 \cdot 10^{-1}$
2	2,09	$1,39 \cdot 10^{-3}$	$1,90 \cdot 10^{-1}$	16	2,623	$1,11 \cdot 10^{-2}$	$7,23 \cdot 10^{-1}$
3	2,16	$2,08 \cdot 10^{-3}$	$2,60 \cdot 10^{-1}$	17	2,639	$1,18 \cdot 10^{-2}$	$7,39 \cdot 10^{-1}$
4	2,22	$2,78 \cdot 10^{-3}$	$3,20 \cdot 10^{-1}$	18	2,650	$1,25 \cdot 10^{-2}$	$7,50 \cdot 10^{-1}$
5	2,28	$3,47 \cdot 10^{-3}$	$3,80 \cdot 10^{-1}$	19	2,659	$1,32 \cdot 10^{-2}$	$7,59 \cdot 10^{-1}$
6	2,33	$4,17 \cdot 10^{-3}$	$4,30 \cdot 10^{-1}$	20	2,664	$1,39 \cdot 10^{-2}$	$7,64 \cdot 10^{-1}$
7	2,375	$4,86 \cdot 10^{-3}$	$4,75 \cdot 10^{-1}$	21	2,673	$1,46 \cdot 10^{-2}$	$7,73 \cdot 10^{-1}$
8	2,423	$5,56 \cdot 10^{-3}$	$5,23 \cdot 10^{-1}$	21,5	2,682	$1,49 \cdot 10^{-2}$	$7,82 \cdot 10^{-1}$
9	2,462	$6,25 \cdot 10^{-3}$	$5,62 \cdot 10^{-1}$	25	2,698	$1,74 \cdot 10^{-2}$	$7,89 \cdot 10^{-1}$
10	2,495	$6,94 \cdot 10^{-3}$	$5,95 \cdot 10^{-1}$	30	2,722	$2,08 \cdot 10^{-2}$	$8,22 \cdot 10^{-1}$
11	2,520	$7,64 \cdot 10^{-3}$	$6,20 \cdot 10^{-1}$	35	2,743	$2,43 \cdot 10^{-2}$	$8,43 \cdot 10^{-1}$
12	2,550	$8,33 \cdot 10^{-3}$	$6,50 \cdot 10^{-1}$	40	2,746	$2,78 \cdot 10^{-2}$	$8,46 \cdot 10^{-1}$
13	2,575	$9,02 \cdot 10^{-3}$	$6,75 \cdot 10^{-1}$				

A Figura 11.50 mostra a implantação dos valores do rebaixamento s versus o tempo t da Tabela 11.20, sobreposta no conjunto das curvas-padrão de Papadopolus-Cooper de $F(u, \beta)$ versus $1/u$. O ajustamento mostra que os pontos de campo implantados coincidem, o melhor possível com a curva-padrão, cujo valor de β é de 10^{-4} .

O ponto de coincidência A é escolhido para $F(u, \beta)_A = 10^1$ e $(1/u)_A = 10^6$.

No papel logarítmico dos dados de campo, as coordenadas correspondentes são: $s_A = 7 \cdot 10^{-1}$ e $t_A = 4 \cdot 10^{-2}$.

Substituindo os valores de Q_o , $F(u, \beta)_A$ e s_A na equação (11.103), teremos:

$$KH = \frac{Q_o}{4\pi s_A} F(u, \beta)_A = \frac{315}{4 \cdot 3,14 \cdot 7 \cdot 10^{-1}} 10^1 = 358 \text{ m}^2/\text{d}$$

O valor de S é calculado de duas maneiras:

- Usando a equação (11.104), com a substituição dos valores para r_p , $(1/u)_A$, t_A e KH:

$$S = \frac{4KHt_A}{(1/u)_A r_p^2} = \frac{4 \cdot 358 \cdot 4 \cdot 10^{-2}}{10^6 \cdot 0,85^2} = 8 \cdot 10^{-5}$$

- Usando a equação (11.105), com a substituição dos valores para r_c , r_p e β (neste caso $r_p = r_c$):

$$S = \frac{r_c^2}{r_p^2} \beta = \frac{0,85^2}{0,85^2} 10^{-4} = 10 \cdot 10^{-5}$$

Pode-se ver que os valores calculados das duas maneiras, são mais ou menos iguais ($8 \cdot 10^{-5}$ versus $10 \cdot 10^{-5}$). Estes valores de coeficiente de armazenamento, confirmam o tipo de aquífero (confinado).

11.7.2.2 Método de Rushton-Singh

Devido às similaridades das curvas-padrão usadas no método Papadopulos-Cooper (os inícios das "curvas" são linhas rectas paralelas, ver Figura 11.49), é difícil sobrepôr os dados observados nas curvas-padrão. O método abaixo apresenta um método de usar curvas-padrão mais sensíveis. O método usa a razão:

$$\frac{s_t}{s_{0,4t}} \quad (11.106)$$

Onde: s_t = rebaixamento no poço para o tempo t
 $s_{0,4t}$ = rebaixamento no poço para o tempo $0.4t$
 t = tempo desde o início de bombagem

Os valores da razão dada em (11.106) variam entre 2,5 e 1,0. O limite superior representa a situação no início do ensaio, quando toda a água vem do armazenamento no próprio poço. O limite inferior é atingido no fim do ensaio, quando as mudanças dos níveis no poço são pequenas.

As curvas-padrão usadas no método de Rushton-Singh, são baseadas nos valores dum modelo numérico.

O método pode ser usado sob as suposições de Papadopulos-Cooper no capítulo 11.7.2.1.

A Tabela 11.21 apresenta os valores de $s_t/s_{0,4t}$ versus $4KHt/r_p^2$ para diferentes valores do coeficiente de armazenamento S . A Figura 11.51, apresenta as curvas-padrão resultantes.

MÉTODO GRÁFICO

- Construa as curvas de $(s_t/s_{0,4t})$ versus $(4KHt/r_p^2)$ para um conjunto de valores S no papel semi-logarítmico. Estas curvas são conhecidas como as curvas-padrão de Rushton-Singh e são feitas através da implantação dos valores da Tabela 11.21 (ver Figura 16.51).
- Calcule a razão $s_t/s_{0,4t}$ dos rebaixamentos observados para valores diferentes de t .
- Implante a curva de dados observados $(s_t/s_{0,4t})$ versus t num papel semi-logarítmico da mesma escala com o das curvas padrão.
- Sobreponha a curva dos dados de campo no conjunto de curvas-padrão de Rushton-Singh, mantendo paralelos os eixos das coordenadas e coincidindo as coordenadas verticais 2,5 e 1,0 das curvas-padrão e da curva de campo. Ajuste horizontalmente até a maioria dos pontos do campo ficarem numa das curvas-padrão.
- Para $4KHt/r_p^2 = 1,0$, anote o valor correspondente de t (eixo do tempo).

Tabela 11.21 Valores de $s_1/s_{0,4t}$ para caudais constantes (Rushton e Singh).

$4kht/r_w^2$	s					
	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
$1,0 \times 10^{-2}$	2,49	2,49	2,50	2,50	2,50	2,50
$1,78 \times 10^{-2}$	2,48	2,49	2,49	2,50	2,50	2,50
$3,16 \times 10^{-2}$	2,47	2,48	2,49	2,50	2,50	2,50
$5,62 \times 10^{-2}$	2,45	2,47	2,49	2,49	2,49	2,50
$1,0 \times 10^{-1}$	2,43	2,46	2,48	2,49	2,49	2,49
$1,78 \times 10^{-1}$	2,39	2,44	2,47	2,48	2,48	2,49
$3,16 \times 10^{-1}$	2,34	2,42	2,45	2,46	2,47	2,48
$5,62 \times 10^{-1}$	2,28	2,38	2,42	2,44	2,46	2,46
1,0	2,19	2,31	2,37	2,41	2,43	2,44
1,78	2,08	2,22	2,30	2,35	2,38	2,40
3,16	1,94	2,10	2,19	2,26	2,30	2,33
5,62	1,78	1,93	2,04	2,12	2,18	2,22
10	1,62	1,73	1,84	1,94	2,01	2,07
17,8	1,47	1,53	1,62	1,71	1,79	1,86
31,6	1,35	1,36	1,41	1,47	1,54	1,60
56,2	1,26	1,24	1,25	1,28	1,32	1,36
100	1,21	1,17	1,15	1,16	1,17	1,19

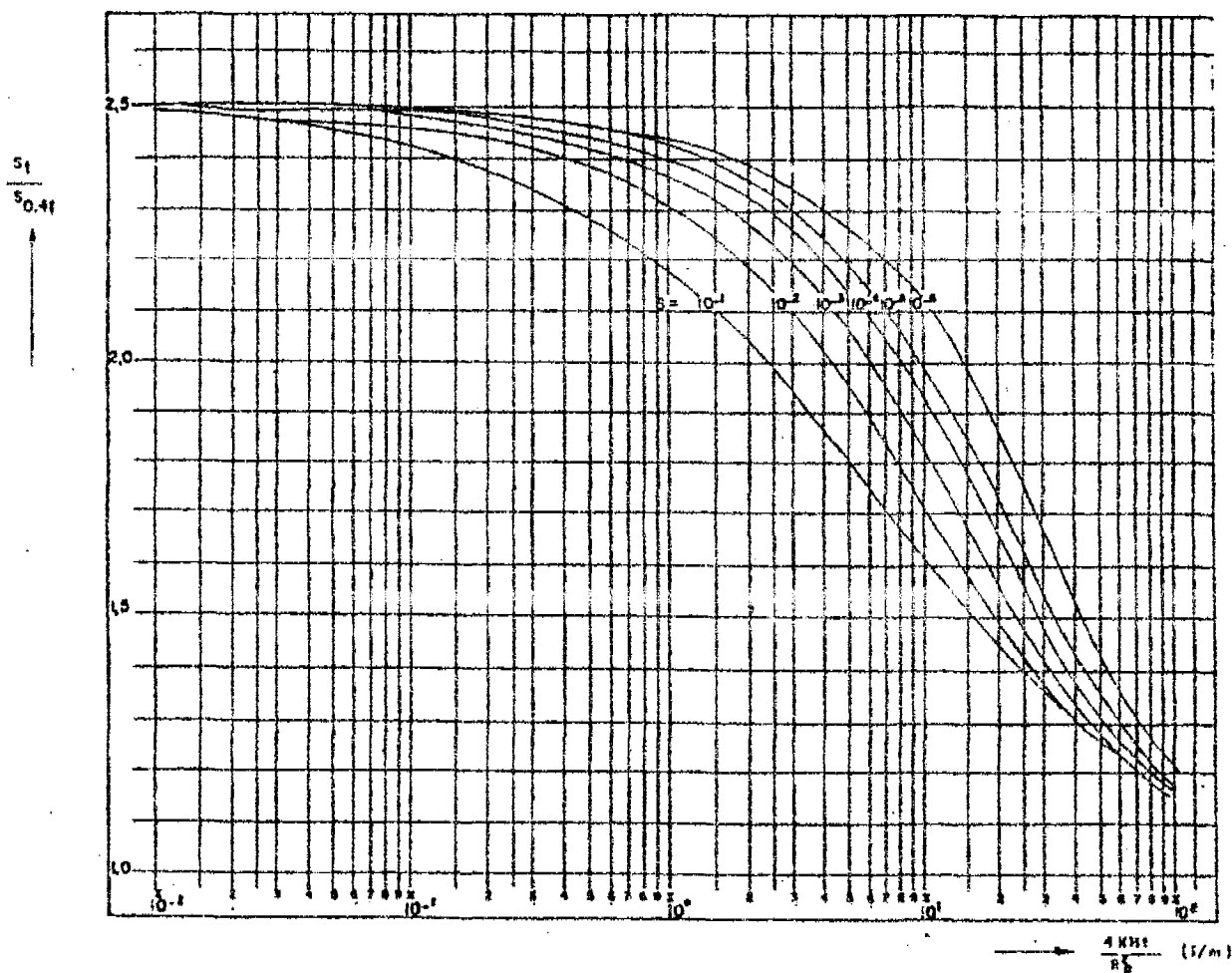


Figura 11.51 Curvas-padrão de Rushton-Singh.

- Substitua o valor de t , junto com o valor de r_p na equação $4KHt/r_p^2 = 1,0$, e calcule KH :

$$KH = \frac{r_p^2}{4t} \quad (11.107)$$

- Anote o valor de S pertencente à curva-padrão coincidindo com a curva dos valores do campo KH .

APLICAÇÃO NO POÇO DE CHARRE

Para os dados do poço de Charre do parágrafo anterior, usa-se a Tabela 11.21. Resulta em valores para t , $t_{0,4t}$, s_t , $s_{0,4t}$ e a razão $s_t/s_{0,4t}$ (ver Tabela 11.22). Implantados no gráfico logarítmico (ver Figura 11.52), o valor para $4KHt/r_p^2 = 1,0$ e $t = 0,53$ min, ou $3,68 \cdot 10^{-4}$ d. Da equação (11.107), segue:

$$KH = \frac{0,85^2}{4 \cdot 3,68 \cdot 10^{-4}} = 490 \text{ m}^2/\text{d}$$

O valor de S da curva-padrão mais aproximado é $S = 10^{-5}$.

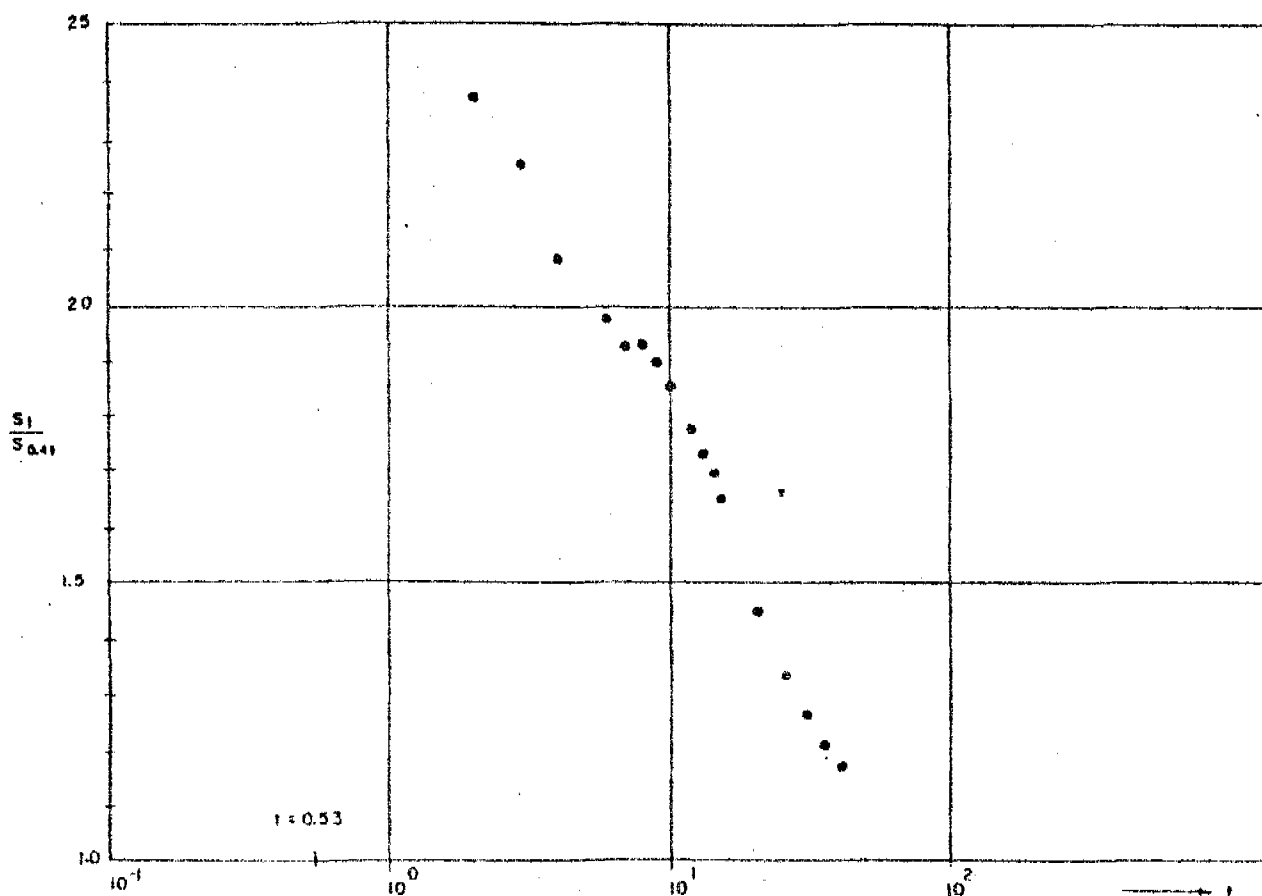


Figure 11.52 Dados do poço de Charre: método de Rushton-Singh.

Tabela 11.22 Dados do poço de Charre: Método de Rushton e Singh.

t	0,4t	s _t	s _{t,0.4t}	s _t /s _{t,0.4t}	t	0,4t	s _t	s _{t,0.4t}	s _t /s _{t,0.4t}
[min]	[min]	[10 ⁻¹ ,m]	[10 ⁻¹ ,m]		[min]	[min]	[10 ⁻¹ ,m]	[10 ⁻¹ ,m]	
0	0	0	0		14	5,6	6,95	4,10	1,695
1	0,4	1,00	0,40	2,500	15	6,0	7,10	4,30	1,651
2	0,8	1,90	0,80	2,375	16	6,4	7,23	4,50	1,607
3	1,2	2,60	1,15	2,260	17	6,8	7,39	4,68	1,579
4	1,6	3,20	1,53	2,092	18	7,2	7,50	4,85	1,546
5	2,0	3,80	1,90	2,000	19	7,6	7,59	5,03	1,509
6	2,4	4,30	2,17	1,982	20	8,0	7,64	5,23	1,461
7	2,8	4,75	2,45	1,939	21	8,4	7,73	5,35	1,445
8	3,2	5,23	2,70	1,937	21,5	8,6	7,82	5,45	1,435
9	3,6	5,62	2,95	1,905	25	10,0	7,98	5,95	1,341
10	4,0	5,75	3,20	1,859	30	12,0	8,22	6,50	1,265
11	4,4	6,20	3,43	1,808	35	14,0	8,43	6,95	1,213
12	4,8	6,50	3,65	1,781	40	16,0	8,46	7,23	1,170
13	5,2	6,75	3,90	1,730					

11.7.23 Método aproximado de recuperação

Muitas vezes os dados dum ensaio são incompletos. Normalmente, mede-se o caudal do poço bombado, mas às vezes a bomba cessa ou tem um caudal tão irregular que se não conhece o caudal sobre um certo período. Neste caso, pode-se usar um método estimativo de recuperação.

O seguinte método é um método estimativo para a determinação do valor de KH, usando os dados de recuperação. A fim de demonstrar este método, é usado o ensaio do poço no Distrito de Charre, Província de Tete.

O poço tem um diâmetro de 1,70 m e uma profundidade total de 4,25 m. A camada na superfície consiste de argila indicando um aquífero confinado. Depois de 40 minutos de bombagem (para este exemplo não se sabe o caudal) cessa a bombagem e começa a recuperação. A transmissibilidade KH é determinada pelos dados de recuperação, usando a fórmula de Thiem para fluxo permanente, mas aplicada às condições não-permanentes existentes durante a recuperação.

Este método usa-se quando:

- o período de bombagem é muito curto;
- durante a bombagem não se alcançou a fase de fluxo permanente;
- o caudal bombado não é conhecido;

Para o fluxo radial permanente a equação de Thiem é:

$$KH = \frac{Q_0}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (11.10)$$

onde,
 Q_o = o caudal bombado
 s_1 = rebaixamento a distância r_1 do poço
 s_2 = rebaixamento a distância r_2 do poço

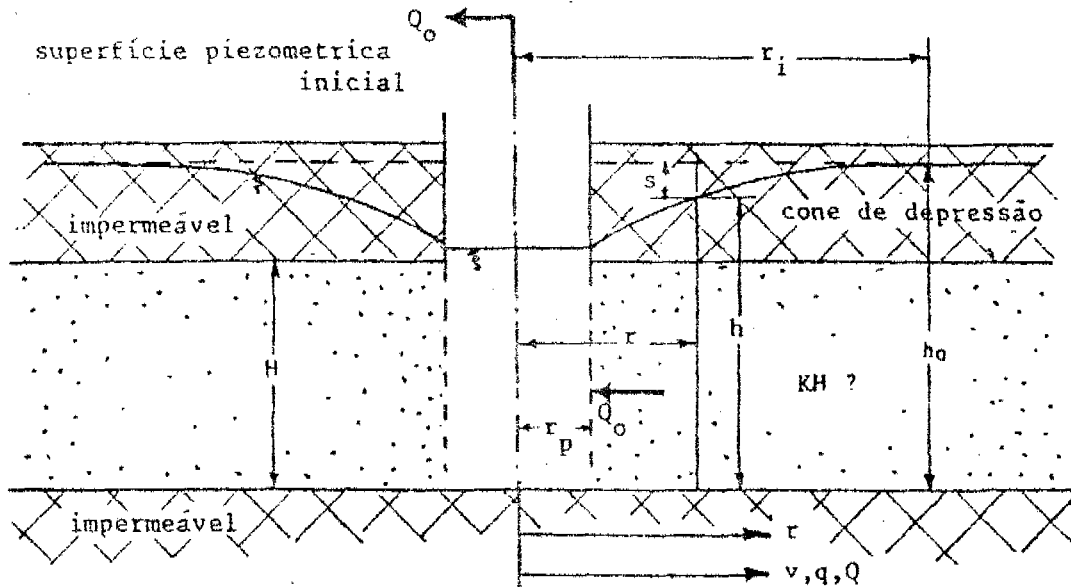


Figura 11.53 Esquema de um poço bombeado num aquífero confinado.

Para as condições do exemplo (ver a Figura 11.53):

$r_1 = r_p$, o raio do poço; pelo que
 $s_1 = s_p$, o rebaixamento no poço
 $r_2 = r_i$, o raio de influência; pelo que
 $s_2 = 0$.

Substituindo estes valores na equação de Thiem rende:

$$KH = \frac{Q_o}{2\pi s_p} \ln \frac{r_i}{r_p} \quad (11.108)$$

Escrito de outra maneira:

$$KH = \frac{\ln(r_i/r_p)}{2\pi} \frac{Q_o}{s_p} \quad (11.109)$$

O factor Q_o/s_p é chamado o caudal específico, isto é, o caudal fornecido pelo poço por metro de rebaixamento.

Substituindo $a = \frac{\ln(r_i/r_p)}{2\pi}$ na equação (11.109), teremos:

$$KH = a \frac{Q_0}{s_p} \quad (11.110)$$

Para o fluxo não-permanente, o raio de influência, r_i , cresce continuamente, pelo que o factor "a" também muda continuamente. A ideia deste método é de manter o factor "a" constante para permitir o cálculo de KH através da fórmula (11.110). Na realidade, o factor "a" não é constante durante a recuperação, mas pode-se mostrar que o factor 'a' é muito pouco sensível para variações no valor de r_i (isto é por causa do logaritmo), como se vê na Tabela 11.23.

Tabela 11.23 Valores do factor 'a' para valores diferentes de r_i e $r_p = 0,85$ m.

r_i , [m]	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000
a	0,28	0,39	0,50	0,65	0,76	0,86	1,01	1,12	1,23

Pode-se ver que um aumento de r_i com 1000% (dez vezes) só aumenta o factor de a em 50% (1,5 vezes).

Para o ensaio no poço de Charre, estima-se o raio de influência, r_i , ter um valor entre 50 e 100 m, no início da recuperação (depois de 40 minutos de bombagem); então $a = 0,7$.

É preciso calcular o caudal que entra no poço durante a recuperação. Durante a recuperação, o nível sobe com uma taxa de $\Delta s / \Delta t$; então, o volume de água entrando no poço é:

$$Q = \frac{\Delta s}{\Delta t} \pi r_p^2 \quad (11.111)$$

Através dos dados de recuperação, pode-se calcular os valores de Δs e Δt e, conseqüentemente, o valor de Q que é substituído na equação (11.110):

$$KH = a \frac{Q}{s_p} \quad (11.112)$$

A Tabela 11.24 mostra os dados de campo de recuperação e o cálculo de s_p . Nota-se que a profundidade de água (p_a) antes do ensaio era de 1,90 m.

Tabela 11.24 As profundidades até a água no poço durante a recuperação e sua redução aos valores de rebaixamento para o poço de Charre.

Tempo [min]	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
p_a [m]	2,75	2,65	2,57	2,50	2,44	2,38	2,33	2,29	2,25	2,21	2,17	2,14
s_p [m]	0,85	0,75	0,67	0,60	0,54	0,48	0,45	0,39	0,35	0,31	0,27	0,24

MÉTODO ANALÍTICO

O procedimento é o seguinte:

- Para 3 períodos seguintes, calcule a subida do nível Δs por tempo Δt .
- Para os 3 períodos, calcule o caudal de entrada usando a equação (11.111):

$$Q = \frac{\Delta s}{\Delta t} \pi r_p^2 \quad (11.111)$$

- Para os 3 períodos, determine, dos dados de recuperação, o rebaixamento médio para cada período.
- Assuma um valor para r_p e calcule o factor "a":

$$a = \frac{\ln \frac{r_i}{r_p}}{2\pi}$$

- Calcule o valor de KH para estes 3 períodos usando a equação (11.112):

$$KH = a \frac{Q}{s_p} \quad (11.112)$$

- Calcule a média de transmissibilidade.

Para o poço de Charre este procedimento resulta no cálculo apresentado na Tabela 11.25. Nota-se que a profundidade de água antes do ensaio é de 1,90 m.

Tabela 11.25 O cálculo de transmissibilidade com os dados de recuperação.

Período de ... até... [min]	Subida do nível de ... até... [m]	Δt [seg]	Δs [m]	$\Delta s/\Delta t$ [m/s]	\bar{p}_e [m]	\bar{s}_o [m]	Q [m ³ /s]	Q /s _o [m ³ /s.m]
0 - 1	2,75 - 2,65	60	0,10	1,67 10 ⁻³	2,70	0,80	3,79 10 ⁻³	4,74 10 ⁻³
1 - 2	2,65 - 2,57	60	0,08	1,33 10 ⁻³	2,61	0,71	3,03 10 ⁻³	4,26 10 ⁻³
2 - 3	2,57 - 2,50	60	0,07	1,17 10 ⁻³	2,535	0,635	2,65 10 ⁻³	4,17 10 ⁻³
8 - 9	2,25 - 2,21	60	0,04	6,67 10 ⁻³	2,23	0,33	1,51 10 ⁻³	4,58 10 ⁻³
9 -10	2,21 - 2,17	60	0,04	6,67 10 ⁻³	2,19	0,29	1,51 10 ⁻³	4,21 10 ⁻³
10 -11	2,17 - 2,14	60	0,03	5,00 10 ⁻⁴	2,155	0,255	1,13 10 ⁻³	4,45 10 ⁻³

Foi assumido $a = 0,7$, então as transmissibilidades calculadas são, para:

Minutos 0 - 3: $KH = 0,7(4,74 \cdot 10^{-3}) = 3,32 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 287 \text{ m}^2/\text{d}$

$KH = 0,7(4,26 \cdot 10^{-3}) = 2,98 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 228 \text{ m}^2/\text{d}$

$KH = 0,7(4,17 \cdot 10^{-3}) = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 252 \text{ m}^2/\text{d}$

minutos 8 - 11: $KH = 0,7(4,58 \cdot 10^{-3}) = 3,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 277 \text{ m}^2/\text{d}$

$KH = 0,7(5,21 \cdot 10^{-3}) = 3,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 315 \text{ m}^2/\text{d}$

$KH = 0,7(4,45 \cdot 10^{-3}) = 3,12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 269 \text{ m}^2/\text{d}$

Os valores médios são: $KH_I = 266 \text{ m}^2/\text{d}$

$KH_{II} = 287 \text{ m}^2/\text{d}$

O valor de KH, calculado com o método de Papadopulos-Cooper, foi:

$KH = 358 \text{ m}^2/\text{d}$

Parece que o método de recuperação subestima o valor de KH e que os resultados obtidos no fim da recuperação são mais certos. A KH de 287 m²/d, é o valor que mais se aproxima do valor de 358 m²/d.

Naturalmente, a diferença pode ser causada pelo valor errado do factor a. Com um factor

de "a" igual a 0,87, o valor de KH_H é igual a:

$$KH = (0,87/0,70) \cdot 287 = 357 \text{ m}^2/\text{d}$$

Um valor de $a = 0,87$ corresponde (ver Tabela 11.23) a um raio de influência de mais ou menos 200 m. Como o aquífero é confinado com $S \approx 10^{-5}$, o cone de rebaixamento estende muito rapidamente e talvez atinja este valor, depois de 40 minutos. Sem piezómetros isto não se sabe.

♦ *Pergunta 9. Qual será uma outra razão, além de não se conhecer o caudal dum poço, para aplicar o método de recuperação dum poço?* ♦

11.7.3 Fluxo radial não-permanente em aquíferos freáticos: método de Bouwer-Rice

O método apresentado por Bouwer e Rice (1976), para a determinação da condutividade hidráulica dum aquífero freático, é baseado na equação de Thiem. Aplica-se na situação em que um volume de água (trago) é removido do poço de repente ("slug test"); então não há bomba. A equação é (ver também Figura 11.54):

$$Q = 2\pi KH \frac{s_t}{\ln(R_d/r_e)} \quad (11.113)$$

onde: r_e = raio efectivo da parte perfurada ou da parte aberta do poço
 R_d = a distância radial no qual o volume de água que corresponde com o rebaixamento so é dissipado do aquífero

A taxa da subida $\delta s/\delta t$ do nível de água no poço, após a tirada de água, pode ser descrito como:

$$\frac{\delta s}{\delta t} = \frac{Q}{\pi r_p^2} \quad (11.114)$$

onde: r_p = raio do poço na parte não perfurada

Combinando as equações (11.113) e 11.114), após a integração, e resolvido para K, resulta em:

$$K = \frac{r_p^2 \ln(R_d/r_e)}{2d} (1/t) \ln(s_0/s_t) \quad (11.115)$$

onde: d = comprimento da parte perfurada do poço
 s_0 = rebaixamento no tempo $t = t_0$
 s_t = rebaixamento residual no tempo $t > t_0$

Os valores de R_d têm sido determinados para diferentes valores de r_e , d , b e H . As equações empíricas relacionando R_d com a geometria e as condições de fronteira do sistema de fluxo, são representadas pelas seguintes equações:

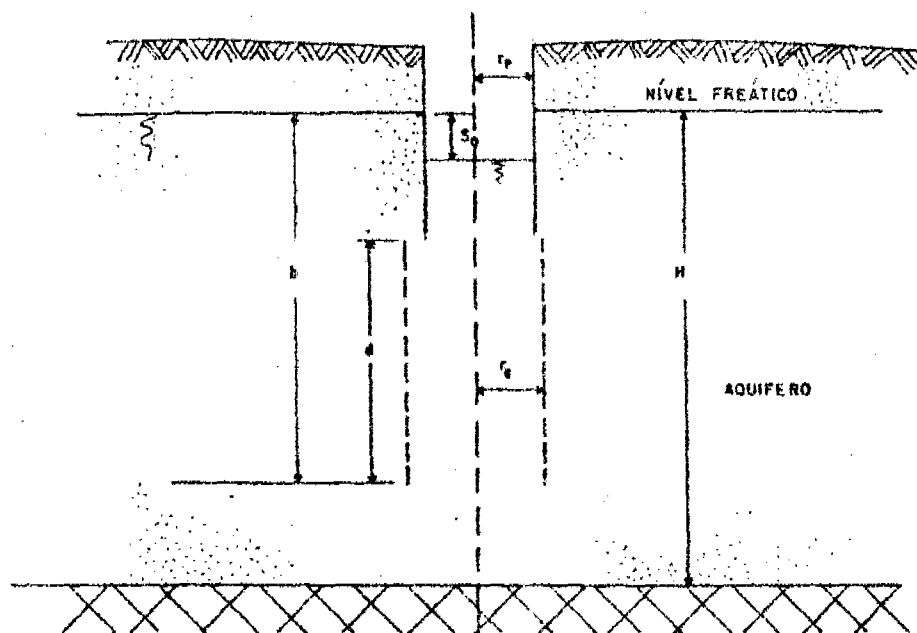


Figura 11.54 Secção esquematizada dum aquífero penetrado parcialmente por um poço.

Para poços com penetração parcial:

$$\ln \frac{R_d}{r_e} = \left[\frac{1,1}{\ln(b/r_e)} + \frac{A + B \ln[(H-b)/r_e]}{d/r_e} \right]^{-1} \quad (11.116)$$

A e B são parâmetros sem dimensão, sendo funções de (d/r_e) , ver Figura 11.55.

Para poços com penetração completa

$$\ln \frac{R_d}{r_e} = \left[\frac{1,1}{\ln(b/r_e)} + \frac{C}{d/r_e} \right]^{-1} \quad (11.117)$$

C é um parâmetro sem dimensão, sendo uma função de d/r_e (ver Figura 11.55).

Como K , r_p , r_e , R_d e d , na equação (11.115), são constantes, a expressão $(1/t) \ln(s_0/s_t)$ também deve ser constante. Isto significa que a implantação dos valores de s_t versus t no papel semi-logarítmico (s_t na escala logarítmica), segue uma linha recta. Usando esta linha recta, o valor para $(1/t) \ln(s_0/s_t)$ pode ser derivado, seguindo os passos descritos abaixo.

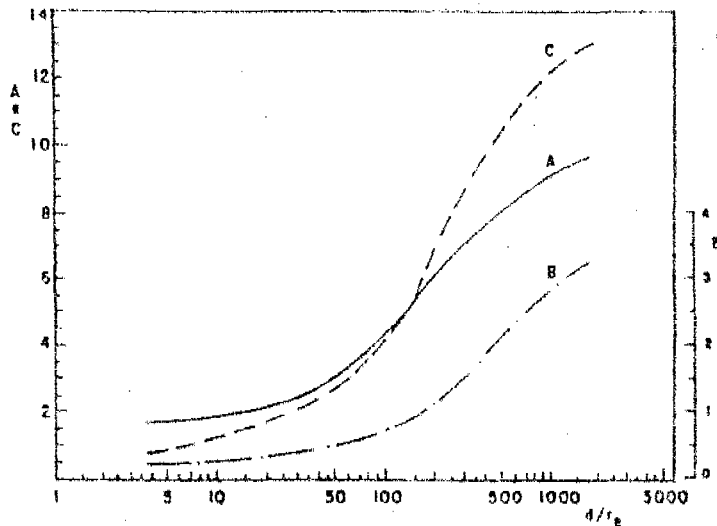


Figura 11.55 As curvas de Bouwer e Rice, mostrando a relação entre os parâmetros A, B, C e d/r_e .

O MÉTODO GRÁFICO

- Implante no papel semi-logarítmico, o rebaixamento residual, s_r , e o tempo correspondente, t (s_r na escala logarítmica).
- Desenhe uma linha recta passando pelos pontos implantados.
- Calcule o valor da expressão $(1/t) \ln(s_0/s_r)$, para um valor de t , e o valor correspondente de s_r , seleccionados arbitrariamente, usando a parte recta da linha.
- Sabendo o valor de d/r_e , determine os valores de A e B da Figura 11.55, caso o poço tenha penetração parcial, ou determine o valor de C da Figura 11.55, caso o poço tenha penetração completa.
- Para penetração parcial, substitua os valores de A, B, H, d e r_e na equação (11.116), e calcule o valor de $\ln(R_d/r_e)$.
Para penetração completa, substitua os valores de C, H, b, d e r_e na equação (11.117), e calcule o valor de $\ln(R_d/r_e)$.
- Sabendo os valores de $\ln(R_d/r_e)$, $(1/t) \ln(s_0/s_r)$, r_p e d, calcule K, usando a equação (11.115).

O método de Bouwer e Rice pode ser aplicado, se as seguintes suposições forem válidas:

- O aquífero tem uma extensão infinita.
- O aquífero é homogêneo, isotrópico e possui uma espessura saturada uniforme na área influenciada pelo ensaio.
- Antes da execução do ensaio, o lençol freático é (quase) horizontal na área influenciada pelo ensaio.
- O nível de água no poço baixa instantaneamente no tempo $t_0 = 0$ o rebaixamento do lençol freático à volta do poço é desprezável.
- A inércia da coluna de água no poço é desprezável.

- O raio do poço é finito; por isso, o armazenamento no poço não pode ser desprezado.

Além disso, deveriam ser válidas as seguintes condições:

- O aquífero é freático
- O fluxo subterrâneo para o poço é de regime permanente.
- As perdas do poço são desprezáveis.

Observações:

- Bouwer e Rice (1976) mostraram que, no caso $H \gg d$, um aumento de H não terá uma influência mediável para o valor de $\ln(R_d/r_e)$ (Equação 11.116). O limite superior do valor para $\ln(H-b)/r_e$ na equação (11.116), foi determinado a ser 6. Então, se H for considerado infinito, ou no caso do valor $(H-b)/r_e$ ser tão alto que resulta num valor de $\ln[(H-b)/r_e] > 6$, o valor 6 deve ser usado para o termo $\ln[(H-b)/r_e]$ na equação (11.116).
- Caso o nível de água no poço esteja a subir na parte perfurada, em vez de na parte não-perfurada, o valor de r_p (nas equações 11.114 e 11.115), deve ser substituído pelo valor de r_e .
- Se se aplicar este método de ensaio para determinar a permeabilidade dum aquífero, tem-se que lembrar que o ensaio faz uma avaliação dum pequena parte do aquífero, aproximadamente dum cilindro de raio R_d e uma espessura um pouco maior que d .
- Os valores de $\ln(R_d/r_e)$, calculados a partir das equações 11.116 e 11.117, são acurados com uma tolerância de 10-25%, dependente do valor da razão d/b .
- As equações 11.116 e 11.117 podem ser usadas também para a determinação do valor $\ln(R_d/r_e)$ no caso do ensaio ser executado num poço com isolamento parcial da parte perfurada.
- O método de Bouwer e Rice pode ser aplicado para analisar dados de aquíferos semi-confinados. Neste caso, a fronteira inferior deve ser o aquíclodo e a fronteira superior o aquítardo.

11.8 RESUMO

A Tabela 11.26 apresenta um esquema geral dos ensaios tratados no Capítulo 11.

Tabela 11.26 Resumo dos ensaios do aquífero, do furo e do poço, tratados no Capítulo 11.

Nº.	Tipo de aquífero	Tipo de solução (fluxo)	Nome do método	Local das medições	Tipo de análise	Parâmetros Calculados	Observações	Capítulo
1	Confinado	Permanente	Thiem	Piezómetro	Cálculo/Gráfico	KH		11.4.2
2	Confinado	Não-permanente	Theis	Piezómetro	Curvas-padrão	KH, S		11.4.3.1
3	Confinado	Não-permanente	Jacob	Piezómetro	Gráfico	KH, S	$u < 0,01$	11.4.3.2
4	Confinado	Não-permanente	Recuperação de Theis	Piezómetro	Gráfico	KH		11.4.3.3
5	Semi-conf.	Permanente	De Glee	Piezómetro	Curva-padrão	KH, c		11.4.4
6	Freático	Permanente	Thiem-Dupuit	Piezómetro	Cálculo	KH		11.4.5
7	Freático	Segundo 2-4	Métodos 2-4	Piezómetro	Como 2-4	Como 2-4	Substitua s por $s' = s - s^2/2h_0$ e até	11.4.6
8	Freático/confinado	Não-permanente	Escalonado com recuperação	Furo bombado	Cálculo/Gráfico	Perdas formação/furo (A+B), C, n e KH		11.5
9	Confinado	Permanente	Logan	Furo bombado	Cálculo	KH	Método aprox.	11.6.2
10	Freático	Permanente	Logan	Furo bombado	Cálculo	KH	Método a por: $s' = s - s^2/2h_0$	11.6.2
11	Confinado	Não-permanente	Hurr	Furo bombado	Cálculo/Nomograma	KH		11.6.3.1
12	Confinado/freático	Não-permanente	Recuperação de Theis	Furo bombado	Gráfico	KH	No caso freático substitua s por $s' = s - s^2/2h_0$	11.6.3.2
13	Confinado	Não-permanente	Papadopulos-Cooper	Poço bombado	Curvas-padrão	KH, S		11.7.2.1
14	Confinado	Não-permanente	Rushton-Singh	Poço bombado	Curvas-padrão	KH, S	Método aprox.	11.7.2.2
15	Confinado	Não-permanente	Recuperação	Poço bombado	Cálculo	KH	Método aprox.	11.7.2.3
16	Freático	Não-permanente ("slug test")	Bouwer-Rice	Poço ("slug test")	Nomograma/cálculo	K	Método aprox.	11.7.3

Respostas às perguntas

1. Um instituto de investigações hidrogeológicas estará interessado em dados dos aquíferos e das camadas (semi-)confinantes. Os resultados de maior confiança vêm dos ensaios de aquífero. Mas, porque todos os outros tipos de ensaios dão pelo menos o KH e às vezes o S, este instituto recolherá também os resultados destes ensaios.
Uma empresa construtora de furos estará interessada na capacidade dum furo em termos do seu caudal. Ao mesmo tempo quer vender o seu produto, o furo, o mais barato possível.
Significa que muitas das vezes só executará um ensaio simples dum furo e o ensaio de recuperação, embora seja melhor executar o ensaio escalonado, que é mais caro.
Óbviamente o dono do furo quer saber se o furo foi bem executado ou não. A única maneira para testar isso é através dum ensaio escalonado do seu furo. A sua execução dependerá da sua disponibilidade de pagar mais.
- 2a. Não. A preparação dum ensaio dum aquífero exige bastante tempo. Deve-se decidir sobre o caudal a ser aplicado, sobre os piezómetros a serem usados, que normalmente ainda devem ser construídos. O local do ensaio deve ser preparado; entre outros deve-se construir um sistema de esgoto para a água bombada para fora do raio da influência do furo bombado. A equipa das medições deve ser organizada.
Todas as pessoas devem ter aparelhos próprios de medição e folhas próprias para o registo de dados etc. O planeamento e a organização dum ensaio dum aquífero levará semanas até meses.

- 2b. A preparação dum ensaio de furo leva menos tempo do que o para ensaio dum aquífero. Mas também se deve decidir sobre a bomba a ser usada e o terreno deve ser preparado. Contudo, o planeamento e organização dum ensaio dum furo levará pelo menos alguns dias.
3. A violação das suposições de base tem como consequência principal a introdução de erros, ou inexactidão, nos valores a serem calculados. O erro pode ser 25%, mas também maior do que 100%. O erro tolerável dependerá do objectivo do ensaio, das condições locais e os meios disponíveis. Deve-se tentar reduzi-los pela própria escolha dum método de interpretação.
4. O nosso resumo apresenta-se na Tabela 11.26, pontos 1 a 7. Aí está incluído a informação mais importante.
5. O ensaio escalonado é a única maneira de descrever matematicamente o fluxo na zona de perfuração. Pode-se separar o componente do fluxo laminar e o do fluxo turbulento.
Uma vez que o objectivo da construção dum bom furo é obter um caudal máximo com um mínimo de perdas turbulentas, o ensaio permite o controlo da construção do furo.
6. A resposta depende do valor de n . Para $n = 2$ é uma linha recta e para $n = 1$ é uma parábola. Para descrever uma linha recta, dois pontos são suficientes, enquanto que para uma parábola precisa-se pelo menos três.
7. O método analítico tem maior exactidão.
No método gráfico a exactidão depende da própria escolha das escalas das coordenadas no eixo horizontal e vertical. Se se escolher de tal maneira que a figura é muito pequena ou que a variação em s quase não se observa, ter-se-á a impressão que sai uma linha recta ($n = 2$). Na realidade isto não precisa ser exacto.
8. Muitas das vezes há dados disponíveis do caudal do furo e do rebaixamento no mesmo furo durante a bombagem. Neste caso o único método aplicável é o de Logan.
9. Há duas razões:
 - Para atingir valores de confiança num ensaio de poço, muitas das vezes, deve-se bombear muito tempo (ver por exemplo exercício 15). Na prática nem sempre pode-se fazer isto por causa de falta de tempo ou de combustível.
 - Num ensaio de recuperação sabe-se com certeza que o regresso da água bombada até o lençol de água pela infiltração não terá influência.

Exercícios

- Quais são os quatro tipos de ensaios que se aplicam na análise de aquíferos e furos? Explique as diferenças em termos de características hidráulicas que se pode determinar, em cada tipo de ensaio.
- Existe um campo de furos, que está a ser alargado.
Construiu-se um novo furo com o diâmetro de 203 mm a 350 m do último furo existente. O aquífero captado é confinado. Se se quiser executar um ensaio de aquífero no novo furo, usando pelo menos dois pontos de medição dos rebaixamentos fora do furo bombado, onde se construirá piezómetros?
É dado também que se vai bombear um caudal de $80 \text{ m}^3/\text{h}$.
Dos ensaios antigos observa-se um caudal específico de $5,33 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ e uma KH de $250 \text{ m}^2/\text{d}$.
- O que é curva padrão? Dá um exemplo dum ensaio em que se usa este tipo de curva.
- Executou-se um ensaio de aquífero com um caudal constante de $50 \text{ m}^3/\text{h}$. Aos 100 m estava um piezómetro, no qual se observou o rebaixamento durante o ensaio. Os dados são:

t	s (m)
2 dias	2,71
1,11 dia	2,11
12 horas	1,72
6 horas	1,23
206 min	0,76
111 min	0,48
72 min	0,27
52 min	0,18
36 min	0,10
3 min	0,06
2,3 min	0,03

Calcule o valor de KH e S usando dois métodos.

- Um furo foi bombado durante 830 min com um caudal de $35 \text{ m}^3/\text{h}$. Depois de cessar a bombagem, foram medidos os seguintes rebaixamentos residuais:

Tempo depois de cessar [min]	rebaixamento residual [m]
1,0	0,97
5,0	0,85
10,0	0,76
20,0	0,65
30,0	0,58
60,0	0,47

Calcule a transmissibilidade do aquífero (KH).

6. Pode-se aplicar o método da recuperação através do Theis num furo sem se saber o diâmetro do furo? E o método de Jacob?
7. O que é um caudal específico (dum furo ou dum poço)? Qual é a sua unidade? E o rebaixamento específico?
8. Um furo tem uma profundidade de 70 m. Os filtros estão entre 45 e 68 m de profundidade. O nível estático original (sem bombagem) estava aos 10 m de profundidade a partir da superfície. Executou-se um ensaio escalonado com 4 caudais. Cada caudal bombou-se durante 2 horas, tendo-se verificado um novo nível estático ao fim de cada bombagem.

Caudal (m ³ /h)	Nível a partir da superfície ao fim de bombagem (m)
5	15
10	25
15	40
20	58

- a. Determine A + B, C e n.
 - b. É um bom furo?
 - c. Se o nível de água subterrânea dentro do furo durante a bombagem de produção ter ficado pelo menos 5 metros acima do início do filtro, qual é o caudal que você recomendaria ao dono do furo com base no ensaio escalonado?
9. Explique nas suas palavras o que indicam A + B, C e n na equação.

$$s = (A+B)Q + CQ^n$$

10. Foi analisado um ensaio escalonado e saiu a relação:

$$s = 0,55Q + 0,217Q^{1,287}$$

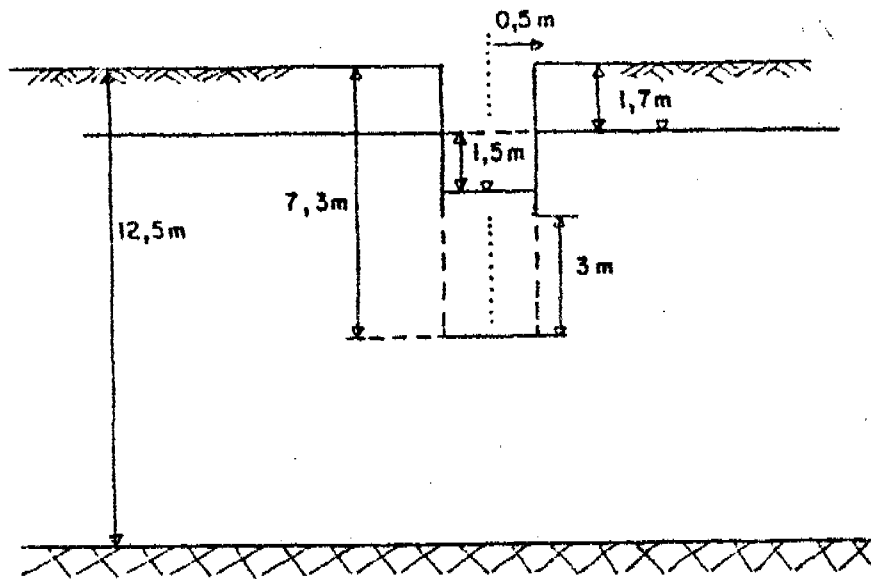
Qual é a sua conclusão sobre o furo?

11. Um furo numa fábrica de cerveja é bombado com um caudal de $55 \text{ m}^3/\text{h}$. O nível de água no furo encontra-se aos $25,65 \text{ m}$ a partir do topo do furo. Nos arquivos da DNA encontra-se o valor do nível de água antes da instalação da bomba de $8,71 \text{ m}$.
Qual é o KH do aquífero confinado?
12. Começou-se a bombear um furo com os filtros num aquífero confinado e um diâmetro de 25 cm com um caudal de $28 \text{ m}^3/\text{h}$. Depois de 6 minutos de bombagem conseguiu-se medir o rebaixamento no furo: $s = 4,53 \text{ m}$.
Qual é o valor de KH?
13. Explique porque o resultado do método de Logan e o de Hurr não tem uma grande exactidão.
14. Qual é a maior diferença na análise dum ensaio de furo e de poço?
15. Um poço um diâmetro constante de $5,0 \text{ m}$ foi ensaiado com um caudal de $4,7 \text{ m}^3/\text{h}$. Os dados do rebaixamento contra o tempo são:

Nº	t	s (m)	
1	10	seg	0,0015
2	35	seg	0,004
3	1,5	min	0,014
4	5,2	min	0,04
5	14,0	min	0,10
6	40,3	min	0,23
7	86,4	min	0,51
8	144	min	0,78
9	288	min	1,25
10	576	min	1,62
11	864	min	1,83
12	1	dia	1,90

Determine o valor de KH e S.

16. Existe um poço com as características mostradas na Figura.



Tirou-se de repente água do poço, que resultou num rebaixamento de 1,5 m no poço. Os dados da recuperação são:

Nº	t (min)	s (m)
1	2	1,47
2	4	1,32
3	6	1,15
4	8	1,09
5	10	1,01
6	15	0,90
7	20	0,81
8	40	0,68
9	60	0,49
10	120	0,35
11	180	0,26

Determine o valor de K e KH.

Referência

1. G.P. Kruseman e N.A. de Ridder, 1970. Analysis and evaluation of pumping test data. ILRI-bulletin nº. 11. (e edição revisada de 1991)

MODULO 6

12 GESTÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

12.1 INTRODUÇÃO

Finalizando, gostaríamos agora de tratar assuntos da gestão de água subterrânea. Por um lado, envolve muita repetição global dos capítulos anteriores, e, por outro lado, dará uma visão total sobre o uso de água subterrânea. Para a execução apropriada duma gestão de água subterrânea, será necessário compreender o sistema hidrogeológico, e conhecer as suas características hidráulicas, devendo-se simular e controlar o seu comportamento. Então, um gestor de água subterrânea deve ter um conhecimento mínimo dos aspectos tratados nos capítulos anteriores. Por outro lado, o gestor deve ser capaz de elaborar vários planos de exploração dum aquífero, discutí-los com outras entidades, e deve ter instrumentos legais para a realização da gestão.

Neste capítulo trataremos primeiro da pergunta, porquê e quando será necessário executar uma gestão de água subterrânea. Depois de se ter explicado alguns métodos de gestão, concluiremos este capítulo com três exemplos de gestão de água subterrânea em Moçambique: o abastecimento de água a Pemba, o sistema de gestão de água subterrânea de Maputo e os esforços que se fazem para chegar a umas regras mínimas para gestão de água subterrânea, a nível Nacional, em Moçambique.

Depois de ter-se estudado este capítulo espera-se que você:

- a. Possa explicar porquê e quando é necessário aplicar uma gestão de água subterrânea.
- b. Saiba descrever uns métodos de gestão de água subterrânea.
- c. Possa indicar em linhas gerais, a política Moçambicana quanto a gestão de água subterrânea.

12.2 O QUE É GESTÃO

12.2.1 Identificação e descrição

Com o aumento do conhecimento do ciclo hidrológico e do lugar no mesmo das águas subterrâneas, iniciou-se a fase da *identificação* do problema da gestão das águas subterrâneas. Para quem, como os gregos antigos, acredita que a água subterrânea vem do mar e é purificada na passagem das rochas, a água subterrânea é uma fonte ilimitada. Quem percebe que toda a água subterrânea, doce, vem originalmente das chuvas, pode começar a pensar, especialmente após uma década seca, que as águas subterrâneas são limitadas em quantidade.

Descrevendo o problema da gestão de água subterrânea, deve-se distinguir dois lados: um, o da disponibilidade de água, e o outro, o das solicitações ou necessidades de uso. Gestão de água subterrânea pode-se definir como a tentativa de estabelecer um equilíbrio entre as necessidades pelo lado dos consumidores, e o sistema natural do aquífero com as suas próprias limitações físicas e químicas.

Um gestor de água subterrânea deve ter a sensibilidade para o facto que as necessidades de uso de água podem entrar em conflito com:

- as limitações físicas e químicas do aquífero
- uma ou outra necessidade.

12.2.2 Elaboração de estratégias ou planos

Na fase de *elaboração de estratégias ou planos*, distinguem-se vários passos de análise e identificação de:

- a. objectivos
- b. recursos
- c. exigências
- d. limitações
- e. prioridades

Numa estratégia determina-se, para um certo período, onde se vai explorar uma certa quantidade de água subterrânea. Na Figura 12.1 apresenta-se um exemplo duma maneira de determinar estratégias, avaliando vários pesos de consequências duma extracção para a agricultura, para o abastecimento de água, para o meio ambiente e para as construções civis [1].

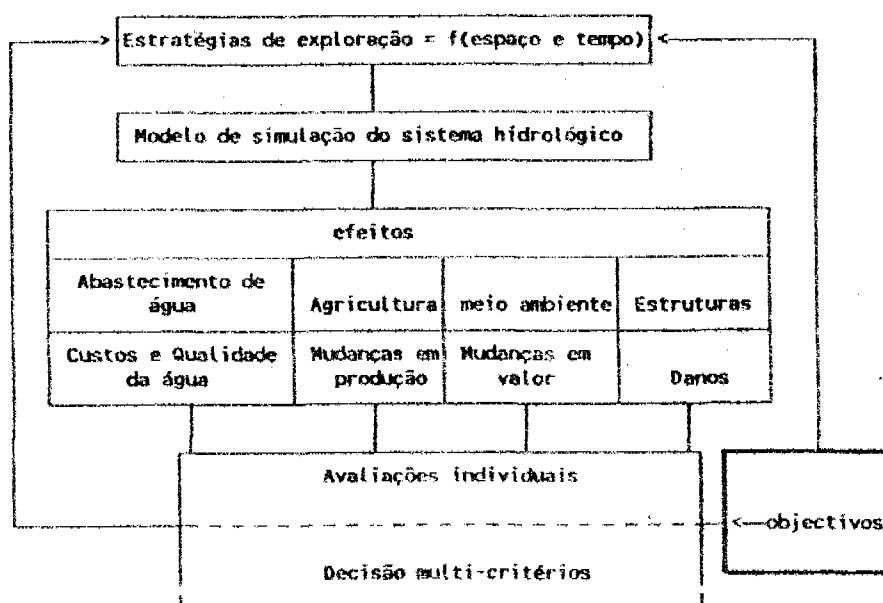


Figura 12.1 Exemplo dum sistema de determinação de estratégias de exploração de água subterrânea (adaptado de Kramer). [1]

Um outro exemplo é dado para uso não só de água subterrânea, mas também de água superficial (ver Figura 12.2). Chama-se um plano integrado distrital do desenvolvimento de água e foi elaborado recentemente no Quênia. Começa-se por elaborar objectivos gerais do desenvolvimento distrital. Na fase seguinte determinam-se as potencialidades económicas do distrito e os seus recursos terrestres e hídricos. Resulta em necessidades de água para cada grupo de consumidores, e, por outro lado, numa inventariação detalhada dos recursos hídricos. Compara-se estes dois aspectos para avaliar a sua compatibilidade.

Metodologia Planeamento Distrital

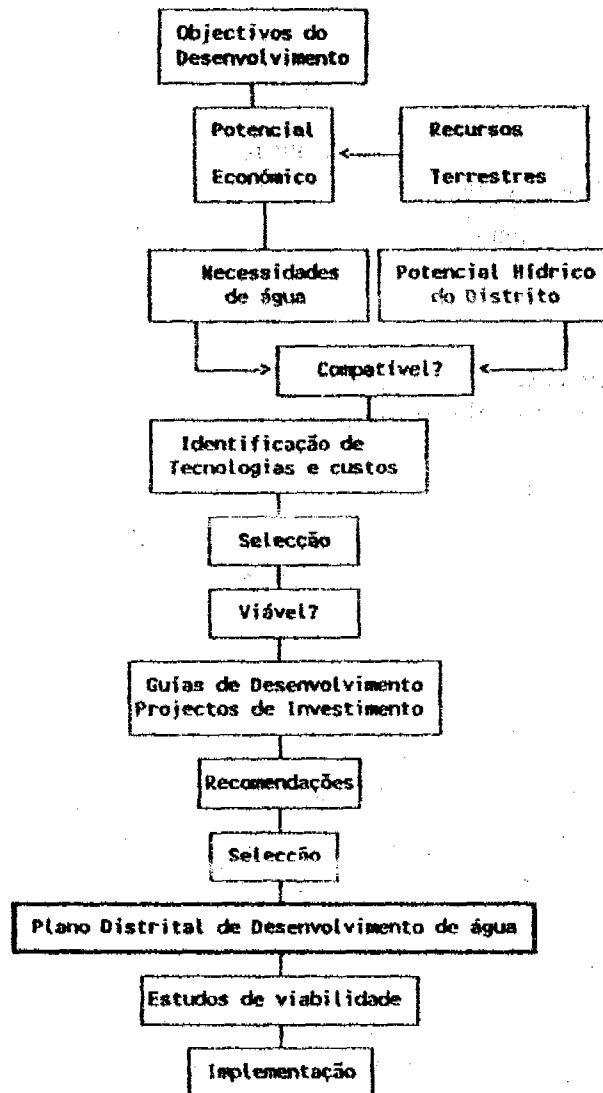


Figura 12.2 Metodologia para o planeamento distrital. [2]

Se não forem compatíveis, por exemplo o plano exige mais água do que existe, deve-se voltar a uma fase anterior, até chegar à compatibilidade necessária. Depois, faz-se uma primeira identificação das tecnologias possíveis com base num estudo das tecnologias já

existentes. Escolhem-se algumas e faz-se uma análise dos custos. Testa-se em seguir as tecnologias para a sua viabilidade em termos de aspectos sócio-económicos e do meio ambiente.

O resultado é um guião para o uso dos recursos hídricos no distrito. O guião inclui vários planos e propostas para projectos de investimentos. Com base nisto, os responsáveis podem escolher prioridades e mandar executar estudos de implementação, e, finalmente, executar os projectos.

É óbvio que este processo é muito complicado. Não só porque exige muito dos técnicos envolvidos no ramo das águas, mas, em especial, por causa do facto que se deve colaborar com muitas outras entidades e outros peritos.

Se dentro dum sistema de planeamento integrado para o abastecimento de água doméstica ou pública, se deve escolher entre o uso de água superficial ou água subterrânea, será necessário comparar as vantagens e as desvantagens de várias fontes de água, que se apresentam na Tabela 12.1. Pode-se concluir desta Tabela que a água subterrânea doce é uma fonte bastante favorável. De facto, a utilização da água subterrânea para o abastecimento de água doméstica tem algumas vantagens sobre outros recursos de água:

- a. Na maioria dos casos, a água subterrânea é higiénicamente segura; geralmente, não contém micróbios patogénicos porque, há menos perigo de poluição.
- b. No caso de água subterrânea estar presente, a sua disponibilidade é praticamente constante durante as estações climatológicas. Não se precisa de construções de armazenamento (existem naturalmente na forma dos aquíferos).
- c. Caso seja necessário, pode-se temporariamente tirar mais água do que é permitido a longo prazo (o vazão permissível sustentado, ver Capítulo 12.-3.1).
- d. A qualidade de água subterrânea é relativamente constante. Os consumidores apreciam a sua temperatura constante e relativamente baixa. Também, a água subterrânea muitas vezes tem outras propriedades como ausência de materiais suspensos, cor, sabor e cheiro.
- e. No caso de existir lençóis de água subterrânea numa determinada área, muitas das vezes é possível construir a captação perto do sítio de exigência.
- f. Existe a possibilidade da ampliação da captação passo a passo (fasear a obra dependente das exigências com o tempo).
- g. Quase não há perdas de água por causa de evaporação.

A água subterrânea tem algumas desvantagens. A extracção de água subterrânea é relativamente complicada, porque é preciso construir furos, poços ou drenos. Uma outra desvantagem é a disponibilidade relativamente limitada da água subterrânea, o que implica que em casos de necessidades elevadas -por exemplo uso para irrigação ou abastecimento de água a uma cidade grande-, a água subterrânea é às vezes quantitativamente insuficiente. Na maioria dos casos, as vantagens dominam as desvantagens. Como regra geral, pode-se dizer que quando for preciso procurar-se água para satisfazer uma certa demanda, dever-se-ia considerar as possibilidades de água subterrânea.

Tabela 12.1 Os efeitos das diferentes fontes de abastecimento de água (rural).

Fonte	técnica da captação	custo de investimento por capita	custos de operação e manutenção	facilidade de manutenção	limitações possíveis
água do mar ou água superficial salina.	planta de desalinização	+++++	+++++	complicado	
	destilador solar	+++++	---	simples	capacidade limitada
água da chuva	barragens e albufeiras	+++	+-	complicado apropriada	topografia talvez não
	cisternas	+++	-----	simples	capacidade limitada
água superficial doce	bombagem e tratamento químico	+-	+++	complicado	ausência duma fonte
	bombagem e filtro lento de areia	+-	+-	relativamente simples	apropriada
água subterrânea salobra	bombagem sem tratamento	-----	-----	simples	uso limitado
	dessalinização	+++++	+++++	complicada	
água subterrânea doce	captação das nascentes	-----	-----	simples	desponibilidade das nascentes
	poços de pouca profundidade	-----	-----	simples	atração da água poluída
	furos profundos	---	---	relativamente complicado	atração da água salobra profunda
	+++++	+++	++	-----	
	muito alto	alto	moderado	-----	muito baixo
			baixo		

12.2.3 Acção e avaliação

A *acção* consiste na construção e operação de captações de água subterrânea (ver Capítulo 10). A *avaliação* dos efeitos da acção faz-se através de medições regulares dos níveis de água em piezómetros e pelo controlo da qualidade da água subterrânea. A eventual *correção* faz parte da gestão: pode-se pensar na diminuição de caudal de furos, ou mesmo fechar furos, e outras medidas (ver Capítulo 12.4).

♦ *Pergunta 1. Repita por palavras suas a importância da gestão de água subterrânea.* ♦

12.3 COMPORTAMENTO DE AQUÍFEROS NUM REGIME DE EXPLORAÇÃO

12.3.1 Geral

A quantidade renovável da água subterrânea é igual à parte da precipitação que percola até ao lençol de água subterrânea (quer por infiltração directa, quer por infiltração da água dos rios ou das lagoas). Além disso, podemos contar com a quantidade de água armazenada no aquífero (V_a):

$$V_a = A H_c S \quad (12.1)$$

em que

A	=	área em consideração	(m ²)
H _c	=	espessura do aquífero	(m)
S	=	coeficiente de armazenamento (freático ou confinado)	(-)

Normalmente, nem toda parte deste volume é explorável por causa de limitações de bombagem, ou da qualidade de água. A parte explorável (V_e) fica:

$$V_e = \beta V_a \quad \text{em que} \quad 0 < \beta < 1 \quad (12.2)$$

O volume de água armazenada no aquífero é o resultado dum processo de longa duração (às vezes milhões de anos), pois não é renovável facilmente. Significa que, se se explorar este volume, minar-se-á o aquífero.

O reservatório de água subterrânea, numa determinada região, é o volume total de água presente no subsolo desta região neste tempo, em aquíferos, aquíferos e aquíferos. O limite superior é a superfície e o limite inferior é a profundidade onde as rochas já não contêm água ou onde a água não é explorável. É geralmente difícil determinar a quantidade exacta de água subterrânea; muitas das vezes, não se conhece a porosidade nem a profundidade ou espessura dos aquíferos mais profundos. Contudo, muitas das vezes, os estratos mais profundos são menos interessantes, porque contêm água salobra ou salina, que não faz parte do ciclo hidrológico. Mais importante é o reservatório de água subterrânea doce.

O limite inferior do reservatório de água subterrânea doce é a interface entre a água subterrânea doce e a água subterrânea salobra (conteúdo dos cloretos 600 mg/l). O reservatório de água subterrânea doce tem as seguintes características:

- Numa situação natural, a reserva de água oscila à volta dum valor médio constante. Calculado sobre períodos longos, a recarga e a descarga do reservatório estão em equilíbrio. (O aumento de armazenamento da água é zero)
- O volume de água doce na reserva pode ser muito grande, no caso de camadas não-consolidadas espessas. Areia, por exemplo, tem uma porosidade à volta de 0,35, implicando que cada m^3 de areia contenha $0,35 m^3$ de água. Uma área de apenas $1 km^2$, com uma camada de areia de 10 m, contém então 3,5 milhões m^3 de água.

Analisemos, ainda com mais detalhe, os usos dos recursos de água subterrânea e as suas limitações. Distinguem-se na exploração dum aquífero três fases (ver Figura 12.3) [3]:

- A. A exploração é menor do que a recarga. Os níveis de água só baixam pouco, resultando

muitas das vezes num aumento de recarga por causa da diminuição da evapotranspiração.

- B. A exploração é igual à recarga (a chamada exploração máxima sustentável): os níveis de água baixam rapidamente, mas chegam a um equilíbrio. As zonas húmidas, onde o nível de água estava perto da superfície, secam; nas zonas costeiras, a intrusão salina aumenta.

- C. A exploração é maior do que a recarga. Os níveis de água baixam continuamente (sobre-exploração). Nas zonas costeiras, os furos ficam inutilizáveis por causa da intrusão salina.

Pode-se também mostrar a relação entre a extração e o valor de água subterrânea armazenado (ver Figura 12.4). Usam-se as definições seguintes, relacionadas com a extração de água subterrânea:

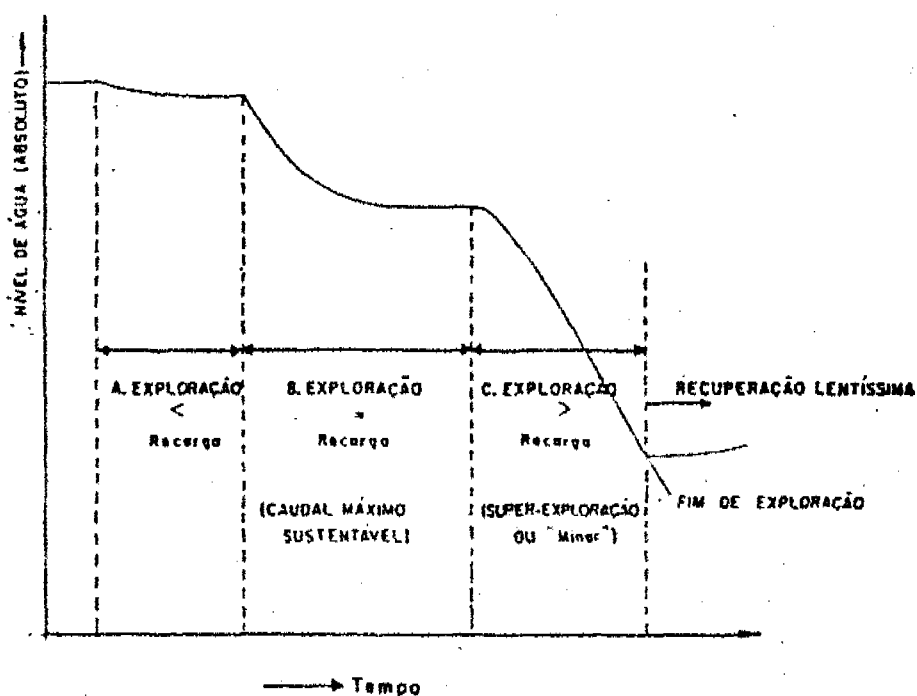
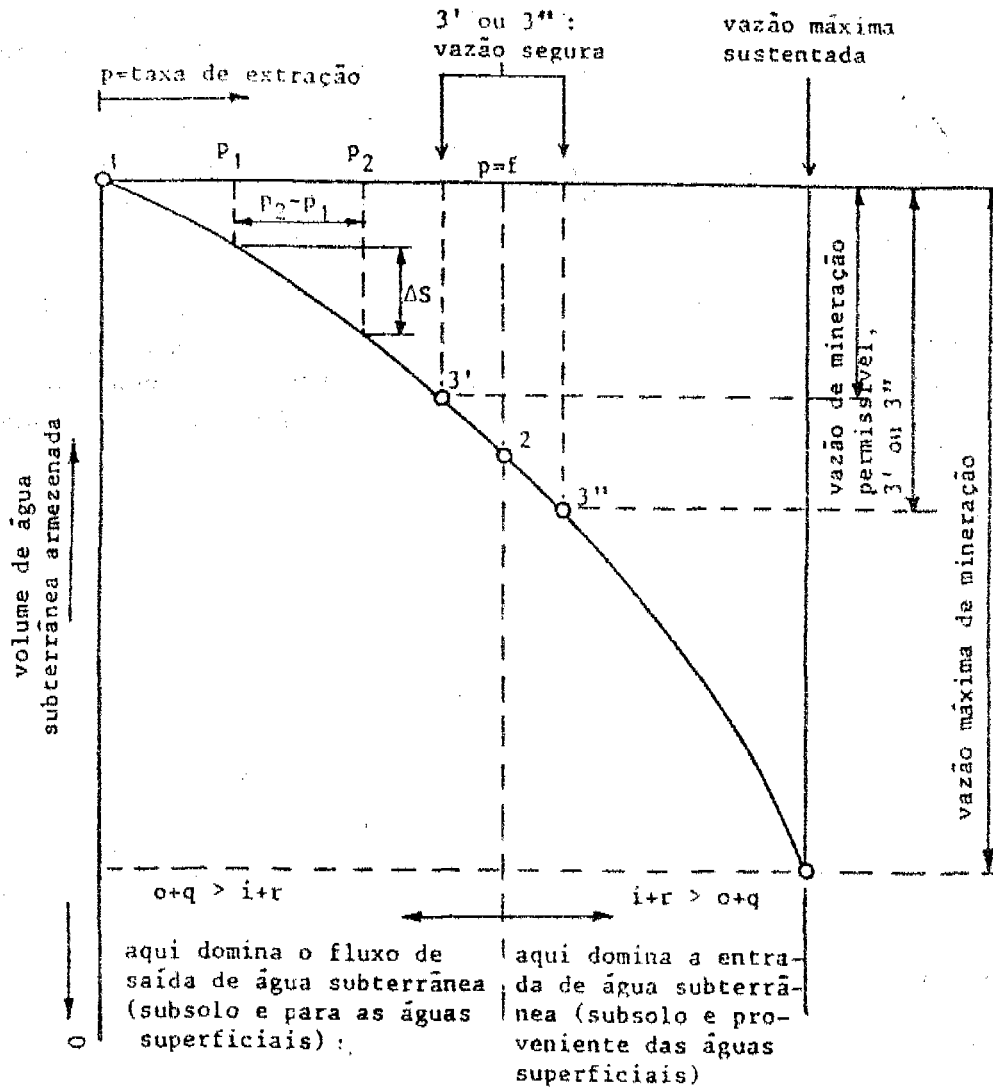


Figura 12.3 Fases na exploração dum aquífero.



Condições para a validade deste diagrama:

- a = 0 (não há recarga artificial)
- s = 0 (condição estacionária, equilíbrio dinâmico)

Legenda

- 1 = situação natural; extração p igual a zero.
- 2 = as taxas dos fluxos de entrada e saída (no subsolo e proveniente das ou voltando para as águas superficiais) estão em equilíbrio.
- 3' ou 3'' = situação permitível (vazão sustentada permitível, vazão seguro).
- 4 = situação final, determinada pela geometria do aquífero e os parâmetros geohidrológicos que determinam a capacidade de transporte.

Figura 12.4 Diagrama das taxas de extração - vazão segura e o armazenamento.

- a. **vazão máxima sustentada**, é a taxa máxima que pode ser retirada anualmente, sem induzir rebaixamentos contínuos do nível piezométrico. É a situação representada pelo ponto 4, na Figura 12.4.
- b. **vazão permissível sustentada** (= vazão segura), é a taxa máxima que pode ser retirada anualmente, legal e economicamente, sem produzir um resultado inconveniente. São as situações 3' e 3" na Figura 12.4. Qualquer tiragem que exceda a vazão segura, é a sobreiragem ou sobreexploração.
- c. **rendimento máximo de mineração**, é o volume total de água armazenado que pode ser retirado e utilizado (situação 4, Figura 12.4).
- d. **rendimento permissível de mineração**, é o volume máximo de água que pode ser retirado económica e legalmente, e utilizado para usos benéficos, sem introduzir um resultado inconveniente. (as situações 3' ou 3" na Figura 12.4).

As definições a e b referem-se à taxa de extracção; as definições c e d referem-se ao volume ΔS . As definições representam uma distinção clara entre as limitações naturais (definições a e c) e as limitações impostas pelo homem (definições b e d).

Em geral, as limitações a uma extracção podem-se dividir em:

- a. **Limitações técnicas**
 - b. **Limitações relativas ao ambiente**
 - c. **Limitações económicas**
- a. **Limitações técnicas.** A água subterrânea é extraída por meio de medidas técnicas, por exemplo furos, drenos, etc. É evidente que a situação geohidrológica deve ser apropriada de modo a que permita a instalação das captações. Pode-se imaginar casos em que só uma parte de área sob consideração permite a construção de captações, e que noutra parte da área mantém-se uma descarga (saída) da água subterrânea. Uma outra limitação técnica resulta da presença de água salobra. Para evitar a entrada de água salobra tem-se que limitar a vazão de água doce até valores menores do que a recarga natural.
 - b. **Limitações relativas ao ambiente.** a água subterrânea doce geralmente faz parte activa do ciclo hidrológico. Muitas actividades humanas dependem do ciclo hidrológico como agricultura, abeberamento de gado, indústria da pesca etc. O rebaixamento permissível é, às vezes, limitado devido aos prejuízos à vegetação, poços existentes (secam), subsidência da superfície (fundações dos prédios) etc. Também a redução do escoamento de base do rio causa prejuízos a jusante. Se o ciclo hidrológico for alterado, outros interesses podem ser prejudicados. A taxa do prejuízo determina a importância desta limitação.
 - c. **Limitações económicas.** As limitações económicas relacionadas com a captação de água dependem dos esforços necessários para transformar água dum sítio, com uma certa qualidade em água da qualidade desejada, no sítio onde se precisa desta água.
- ◆ **Pergunta 2.** *Pode mencionar situações em que a sobre-exploração dum aquífero é justificável?* ◆

12.3.2 Exemplos de fora de Moçambique, de problemas quanto à exploração de aquíferos

Com base numa pequena análise duma parte de literatura, já é fácil encontrar-se um certo número de exemplos em que a exploração da água subterrânea não controlada, ou sem gestão, resultou em problemas.

Na parte Nordeste da Nigéria, reportou-se rebaixamentos contínuos de 5-10 m por ano, indicando uma sobre-exploração séria dos aquíferos [4]. Na área costeira, no delta do rio Níger, observa-se uma percentagem de 15% dos furos com conteúdo de cloreto não tolerável, resultado duma intrusão salina aumentada [5].

Além dos problemas da intrusão salina ao longo da costa da Baía de Thailandia [6], a situação da cidade de Bangkok é dramática. Explora-se água subterrânea cerca de 2,5 vezes mais do que a que entra nos aquíferos por recarga, resultando num rebaixamento de terra, intrusão salina e um aumento do risco de inundações [3].

Em Israel, a sobre-exploração dos aquíferos costeiros levou ao uso de recursos alternativos, com já alta mineralização, o que resultou em problemas de salinização das zonas agrícolas [7].

Na ilha de Chipre, através dum total de cerca de 50.000 furos e poços, explora-se cerca de 125% da recarga dos aquíferos. Os resultados mencionados são rebaixamentos altos, diminuição do caudal dos furos, custos mais altos de funcionamento das bombas, impropriedade de algumas zonas costeiras por causa da intrusão salina acelerada e falta de água para abastecimento da população. Tomou-se uma série de medidas para resolver o problema, como sejam, entre outras, reduções dos caudais e/ou das áreas regadas, introdução de culturas que precisam de menos água, novos métodos de irrigação, construção de barragens para aumentar a recarga, investigação hidrogeológica intensiva de novas áreas, reutilização de água e importação de água de outras áreas da ilha [8].

Nos arredores de Barcelona (Espanha), começou-se a exploração do aquífero do rio Llobegat, em 1909, por uns 300 furos, para abastecer, entre outras, a cidade de Barcelona. Isto não resultou em grandes problemas. Só desde 1920, a indústria começou também a explorar em grande escala águas subterrâneas, resultando em rebaixamentos altos e uma intrusão salina. A deterioração da qualidade de água originou a aplicação dum sistema de purificação da água, usada pela indústria, aumentando seriamente os custos da produção [9].

Para concluir esta série de exemplos, dedicar-se-ão umas palavras ao sistema de abastecimento de água à capital da Holanda, Amsterdão. Em 1854, começou-se a captar água das dunas a oeste da cidade. Logo no início, já se sabia que esta fonte tinha as suas limitações. A discussão sobre as mesmas, influenciou muito, não só a ciência da geohidrologia, (resultou por exemplo na lei de Badon Ghijben-Herzberg), mas também as ideias sobre a gestão do aquífero. A solução final para o abastecimento de água, depois dum período de salinização das dunas, foi encontrada parcialmente noutras fontes, mas especialmente na infiltração da água do rio Rhin, nas mesmas dunas [10].

É possível tirar-se umas conclusões destes exemplos? A primeira conclusão é que

normalmente não se preocupou muito sobre os efeitos duma exploração na sua fase inicial. Em muitos dos casos, isto parece justificado porque os danos só se apresentam após o aumento das captações. A segunda é que parece ser regra comum que a gestão só começa depois de se ter sofrido já bastante com a salinização de furos ou com uma diminuição intolerável dos níveis de água.

12.4 TIPOS DE GESTÃO

Na ordem dum grau crescente das intervenções das estruturas das águas, pode-se distinguir umas possíveis estratégias de exploração de água subterrânea, numa certa área.

- a. **Nenhuma intervenção:** Em áreas com alta densidade de furos, os rebaixamentos aumentarão rapidamente, resultando em problemas de caudal. Se existir uma camada com água salgada, também pode resultar em problemas de qualidade de água, num curto prazo. A médio e longo prazo, prevê-se a entrada na fase B e C da Figura 12.3.
- b. **Intervenção mínima:** Criar zonas de protecção (= zonas onde a entidade competente controla a exploração das águas subterrâneas) à volta dos campos de furos existentes para garantir o seu funcionamento. Nesta zona, as captações serão limitadas, ou até proibidas. Também deve-se controlar rigorosamente os aspectos da poluição da água subterrânea nesta zona, como por exemplo, o uso dos fertilizantes ou pesticidas pela agricultura e as águas residuais domésticas ou industriais. As consequências serão idênticas às referidas na alínea a., com excepção das para os campos de furos.
- c. **Intervenção média:** Além das zonas de protecção à volta dos campos de furos, define-se outras zonas de protecção em que se prevê problemas no futuro, como por exemplo zonas paralelas e a montante da posição actual da cunha salina. Assim atrasar-se-á a deterioração dos furos existentes numa zona costeira.
- d. **Intervenção máxima.** Em toda a zona considerada, as extracções de água estarão sob controlo da(s) entidade(s) competente(s). Esta(s) entidade(s) determina(m) uma estratégia, incluindo ou excluindo a possibilidade de minar o aquífero, e terá(ão), por exemplo, como objectivos da gestão para um período de 20 anos (horizonte de planeamento):
 - garantir o funcionamento dos campos de furos e furos individuais existentes.
 - garantir um certo caudal a consumidores novos, prioritários (dependente da política).
 - evitar o uso da água poluída nos termos da OMS, para o abastecimento de água à população.

Se houver falta de água subterrânea, um aspecto de gestão pode ser a recarga artificial no aquífero. Por exemplo, água superficial pode ser infiltrada usando canais ou bacias de infiltração ou furos de injeção. Outra possibilidade é construir barragens subterrâneas num vale aluvial, para que o nível de água no aluvião suba.

◆ Pergunta 3. *Que tipo de gestão será necessário para as:*

- a. *Zonas rurais com aquíferos com bons caudais.*
- b. *Zonas rurais com aquíferos com maus caudais.*
- c. *Zonas urbanas com aquíferos com bons caudais.*
- d. *Zonas urbanas com aquíferos com maus caudais.*

12.5 EXEMPLOS DE GESTÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA EM MOÇAMBIQUE

12.5.1 Campo de furos de Chuiba

O campo de furos de Chuiba abastece a cidade de Pemba e vai abastecer, num futuro próximo, só uma parte dos arredores de Pemba, depois de se ter ligado o novo campo de furos no vale de Muaguide ao sistema de abastecimento de água. Os filtros dos furos estão situados num aquífero fino de grés e calcário perto do mar. A área de recarga é pequena (uma faixa paralela à costa de cerca de 3 km de largura). Por causa da vizinhança da água salgada do mar e duma camada de margas com água salgada como base impermeável, existe o perigo duma intrusão salina causada pela bombagem.

Nos anos sessenta, todos os furos em uso deram água com uma condutividade eléctrica (CE) menor de $1500 \mu\text{S/cm}$. Até 1981, a CE duns furos dobrou e dum furo até aumentou quase cinco vezes. A água fornecida à cidade, teve uma CE de $2000 \mu\text{S/cm}$, em 1981, e aumentou até $2400 \mu\text{S/cm}$, em 1985 [6]. Graças a umas medidas de gestão, a CE da água fornecida em 1989 diminuiu até $1800\text{-}1900 \mu\text{S/cm}$ [11], as medidas foram:

- a. Fechar uns furos numa zona com alta concentração de furos numa pequena área;
- b. Diminuir o caudal de outros furos;
- c. Construir novos furos na direcção paralela à costa (ver Figura 12.5).

12.5.2 Os arredores de Maputo

Para a zona de Grande Maputo, concluiu-se que [13]:

1. A situação hidrogeológica da área de Maputo não é favorável para captações de água subterrânea, numa grande escala. As razões são a área limitada de recarga e a presença de água salgada/salobra em todos os lados, a pequenas distâncias. A área de Maputo pode-se comparar com um banheiro furado numa bacia de água salgada. Graças ao fluxo de água doce, a água salobra não entra (ver Figura 12.6).
2. Nalguns sítios, observam-se problemas de grandes rebaixamentos por causa da concentração de furos, causando danos a outros furos. Também há indicações, de que a cunha salina ao longo da baía, intrude. Sobre estes pontos de vista, ainda não se pode falar duma situação dramática.
Por outro lado, existem indicações de que localmente, e talvez mesmo regionalmente, existe uma poluição séria pelos nitratos das águas subterrâneas de Maputo.
3. O desenvolvimento normal da exploração de aquíferos, os exemplos nas partes do mundo e a situação hidrogeológica desfavorável da área de Maputo, são razões suficientes para justificar a necessidade duma gestão das águas subterrâneas. Tomando ainda em conta a pressão forte no uso da água subterrânea, pelo crescimento acelerado da cidade, sem rede de distribuição de água, e pelos projectos agrícolas e industriais, e tomando em conta alguns factos observados que indicam que o sistema hidrogeológico já esteja a deteriorar, e tomando em conta a situação de nitratos, a gestão ainda é mais justificável.

4. Existem áreas com uma poluição local por nitratos.

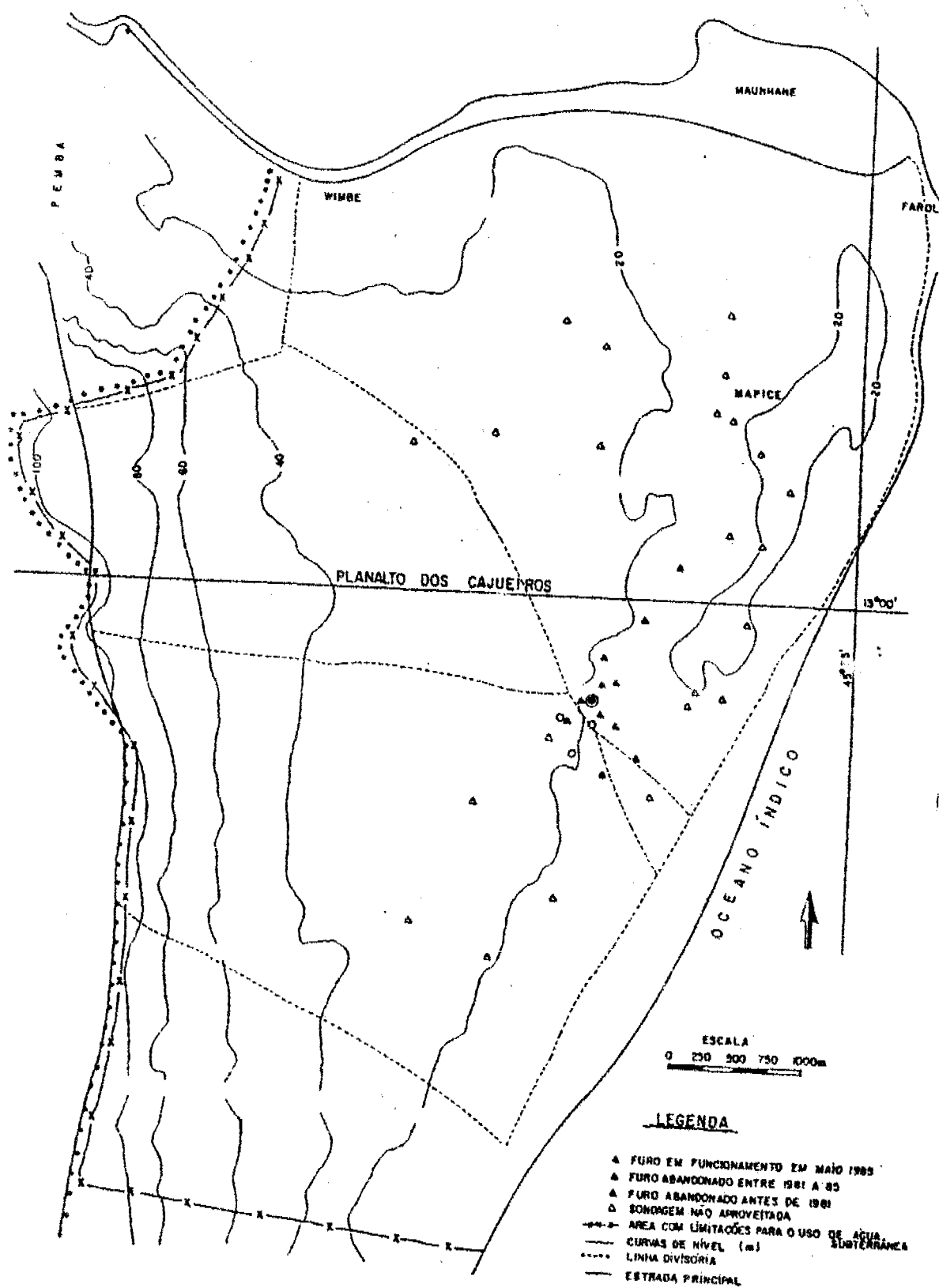


Figura 12.5 Campo de furos de Chuiba: localização de furos. [12]

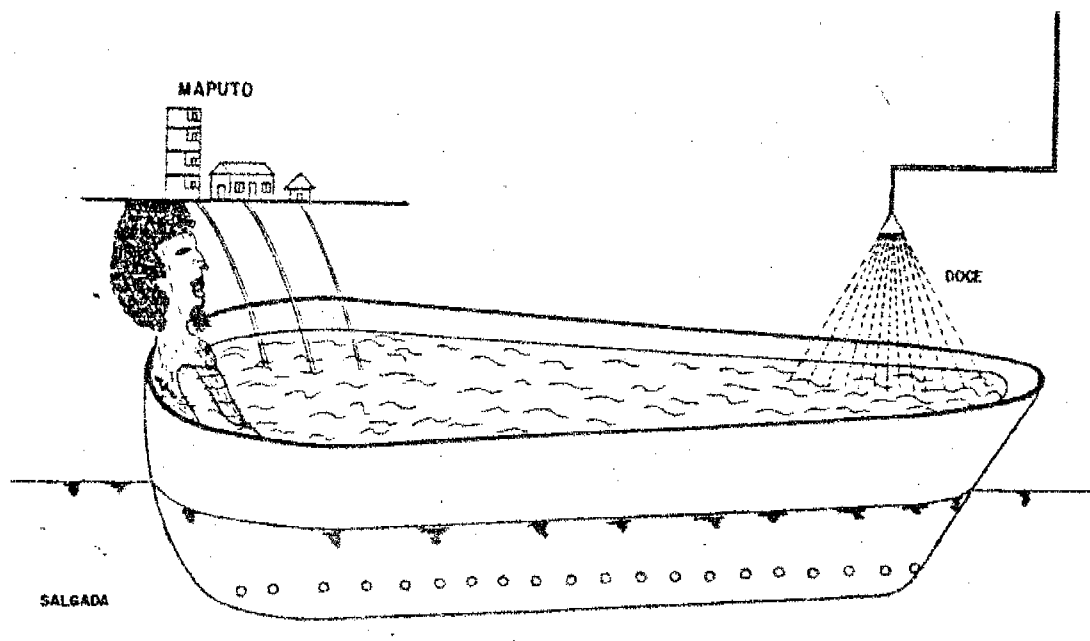


Figura 12.6 Situação da água subterrânea doce do Grande Maputo com água salobra/salgada à volta.

Visto estas conclusões, começou-se a implementar um sistema de gestão [14]. A história deste sistema é a seguinte: entre 1983 e 1986 foi feito um amplo estudo hidrogeológico da área entre Maputo e Manhica, com o objectivo de avaliar as possibilidades de abastecer a cidade de Maputo, através de água subterrânea daquela zona [15,16]. O consultor recomendou a construção dum campo de furos na margem das dunas, entre Romão e Manhica [16]. Ao nível da DNA, em colaboração com outras entidades, discutiu-se amplamente esta proposta, e concluiu-se que uma grande extracção na área entre Romão e Marracuene teria consequências negativas para a agricultura na mesma zona, sem alternativas de fornecimento de água ao sector agrícola. Os problemas existiriam também para a zona Norte de Marracuene, mas nesta área as consequências negativas poderiam ser compensadas pelo uso da água do rio Incomati.

No dia 7 de Agosto de 1986, a DNA, a Geomoc E.E., a Empresa "Águas de Maputo" (EdAM), o Gabinete das Zonas Verdes (GZV) e a Comissão do Plano da Província de Maputo (CdPPM), chegaram às seguintes conclusões [17]:

- As águas subterrâneas na área de Laulane, Sul e Centro, serão reservadas para o abastecimento de água à população.
- As águas subterrâneas na área entre Laulane-Norte e Marracuene, serão reservadas para o uso agrícola.
- As águas subterrâneas na área entre Marracuene e Manhica, serão reservadas para o uso agrícola e para o futuro abastecimento de água a Maputo. No projecto final do campo de furos, deve-se incluir a execução duma análise, ainda mais ampla, das consequências deste campo de furos para a agricultura.
- Estabelecer-se-á uma zona de protecção com a largura de 800 m, a montante da posição da cunha salina na planície costeira entre Laulane e Albazini. Nesta zona de protecção não se permitirá a construção de furos (ver Figura 7.8)

Desde esta reunião, a DNA iniciou o trabalho para estabelecer uma gestão das águas subterrâneas do Grande Maputo. No dia 3 de Junho de 1987, o Director Nacional deu seu despacho positivo sobre a proposta feita neste sentido [18]. Divulgou-se as medidas às entidades envolvidas.

A cooperação entre o GZV e a DNA, na planificação do uso dos recursos hídricos subterrâneos, na área entre Louane e Albazine, resultou num protocolo entre as duas entidades, assinado no dia 13 de Outubro de 1987 [19]. Este protocolo visou a incorporação do GZV no regulamento de 3.06.87 estabelecido pela DNA, com atenção especial à zona do Distrito Urbano nº. 4, do Maputo.

No sistema actual de gestão das águas subterrâneas do Grande Maputo, declarou-se toda a área do Grande Maputo como uma zona na qual a DNA controla as perfurações feitas para a exploração da água subterrânea [17].

Na Figura 12.7, apresenta-se o esquema do expediente necessário para a abertura dum furo, entre uma entidade de perfuração e a DNA. Após o cliente ter contactado a entidade de perfuração, a mesma prepara o ante-projecto e envia a ficha de Inquérito (ver Figura 12.7) preenchida, directamente à DNA. A DNA deve responder dentro dum prazo de 15 dias, após ter recebido o pedido. A DNA pode responder de três formas (ver a ficha do inquérito), como a seguir se indica:

- Concordar com a perfuração e o caudal solicitado;
- Pôr novas condições na perfuração (nomeadamente uma redução do caudal a ser explorado);
- Não autorizar a abertura do furo.

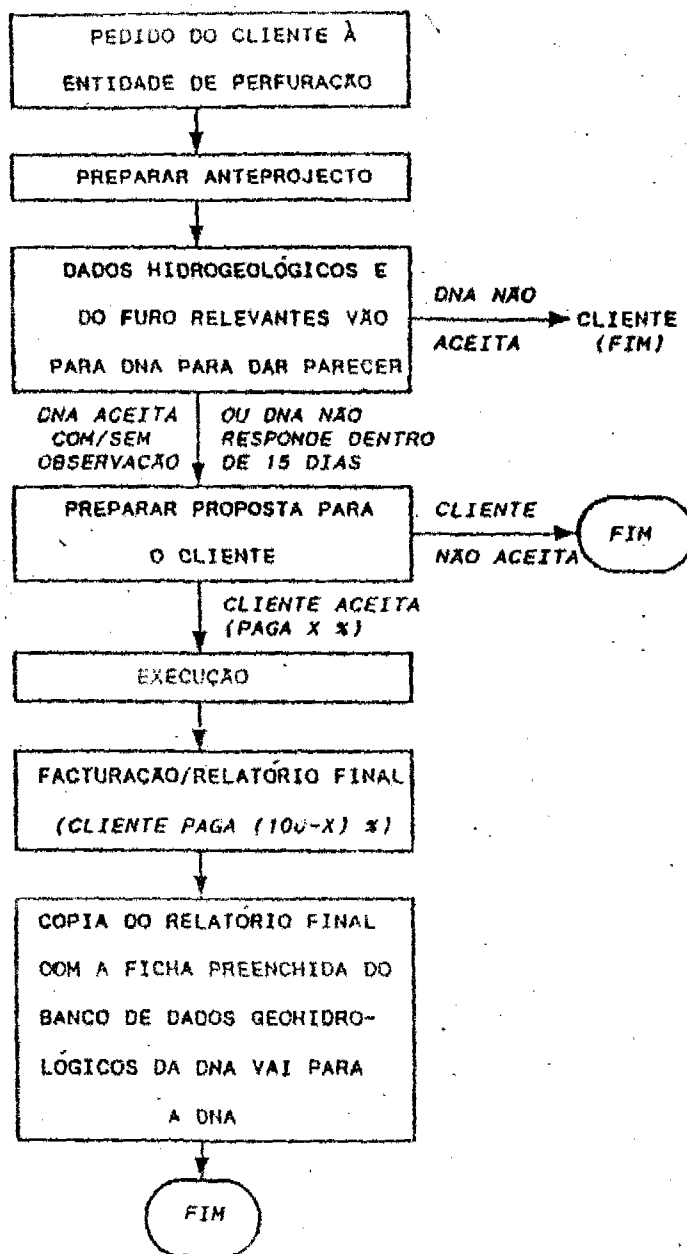


Figura 12.7 Esquema do fluxo da informação (por exemplo entre a GEOMOC e a DNA).

No primeiro caso, o chefe do Departamento de Recursos Hídricos (DRH) da DNA, assina a resposta; no segundo e terceiro, além da informação do chefe do DRH, o Director Nacional dará o seu despacho.

Depois de ter recebido a resposta da DNA, a entidade de perfuração informa o cliente, caso a DNA não satisfaça a solicitação, ou prepara a proposta final para o cliente, caso a DNA concorde com a perfuração. O cliente paga uma parte, a ser estabelecida pela entidade de perfuração, antes de se começar a execução da obra, e o resto depois da finalização da obra. Nesta última fase, a entidade de perfuração também envia uma cópia do relatório final à DNA.

Para avallar uma solicitação da abertura dum furo, a DNA analisa:

- a. a localização do furo, para controlar se o mesmo não está situado numa área de protecção (ao longo da zona costeira, na área de 800 m de largura, paralela à posição da cunha salina ou numa das zonas de protecção definidas à volta dos campos de furos existentes na área do Grande Maputo).
- b. O valor do caudal solicitado em comparação com o uso definido.
- c. O valor da recarga da área a montante da posição do furo, e o total das extracções já existentes nesta área, bem como a localização dos furos já existentes (ver Figura 12.8a). Para as zonas interiores da área do Grande Maputo, onde não existe o perigo duma intrusão salina horizontal acelerada, define-se actualmente a recarga como o caudal máximo sustentável. Se houver grande possibilidade do novo furo influenciar o comportamento de furos vizinhos, ou se um caudal alto numa pequena área levar à intrusão salina vertical, reduz-se o caudal a ser explorado pelo novo furo ou mesmo não se autoriza a nova perfuração. Foi combinado com o GZV, para começar na zona costeira com um caudal máximo explorado de 25% da recarga, avaliando no curso do tempo o efeito desta exploração ao comportamento da intrusão salina.
- d. O objectivo da perfuração em comparação com as reservas do uso da água, feitas pela DNA, em certas zonas.

Após a entrada em vigor deste regulamento, entre a DNA e a Geomoc E.E., entre Julho de 1987 e Dezembro de 1989, a DNA recebeu 135 pedidos para perfurações na zona do Grande Maputo, dos quais 5 (3,7%) não foram autorizados, 25 (7,1%) foram autorizados com um novo limite de caudal, e os outros 105 (89,2%) foram autorizados com o caudal solicitado (ver Tabela 12.2).

TABELA 12.2. Resultados da gestão de água subterrânea do Grande Maputo (DNA-GEOMOC-GZV)

	Pedidos entrados na DNA	autorizados conforme o caudal so- licitado	novo limite de caudal	não autorizados
1987 (2 ^o sem).	17	7	7	3
1988	64	54	8	2
1989	54+	44+	10+	0+
TOTAL	135	105	25	5

Dos furos não autorizados (ver Figura 12.8b), um situava-se na área onde se encontra água salgada no aquífero do grés, dois situavam-se numa área costeira (perto da Av. das Forças Populares) em que o caudal dos furos existentes já ultrapassa o valor de 25% da recarga (além disto, existia uma alternativa para o abastecimento solicitado), um foi um pedido dum agricultor numa zona onde a água está destinada ao abastecimento à população (Laulane) e o último não foi autorizado enquanto não se fazia os contactos com a Empresa "Águas de Maputo", para se coordenar os trabalhos relacionados com o abastecimento de água à população.

Os furos a serem explorados com redução do caudal encontram-se, na sua maioria, na zona costeira, além de dois furos na Cidade da Matola (devido à intrusão salina) e um na Machava (devido à grande concentração de furos numa área pequena) (Ver Figura 12.8b).

12.5.3 Gestão de água subterrânea a nível Nacional, em Moçambique

Durante os anos de 1988 e 1989, a DNA, a Geomoc E.E. e o Programa Nacional de Água Rural (PRO-NAR), estiveram envolvidos num projecto para o estabelecimento de normas para a construção de furos e de poços. O documento, de interesse deste projecto, no contexto da gestão de água subterrânea na

área do Grande Maputo, é o relatório n.º 27/989, da DNA, de Novembro de 1989, intitulado "Critérios para a construção de furos" [20] (ver também Anexo 2). No artigo 1 deste documento, descreve-se a validade destes critérios:

- 1.1. Os critérios para a construção de furos vigoram para qualquer entidade ou Empresa, que perfure em Moçambique com o objectivo de captar águas subterrâneas (entidade de perfuração);
- 1.2. Os critérios para a construção de furos vigoram para qualquer tipo de uso da água do furo (abastecimento de água à população, abeberamento de gado, rega ou uso industrial)."

Os critérios para a construção de furos foram divulgados pela DNA no mês de Dezembro de 1989, às entidades de perfuração, Direcções Provinciais de Construção e Águas e outras entidades envolvidas no uso de água subterrânea, anunciando a entrada em vigor do documento, no dia 1 de Janeiro de 1990.

O regulamento para a construção de furos na RPM [21], visa não só standardizar os métodos de perfuração, mas também (ver Anexo 3):

- a. determinar umas zonas de protecção das águas subterrâneas, especialmente nos arredores dos campos de furos existentes ou planeados no futuro próximo. Nas zonas de protecção, chamadas também zonas com limitações do uso de água subterrânea, qualquer perfuração deve ser autorizada pela DNA. Foram definidas, no total, 9 áreas de protecção:
 - Na área de Pemba, uma à volta do campo de furos de Chuiba (Planalto de Cajueiros) e a outra nos arredores do campo de furos de Metuge (Vale do Muaguide).
 - No Vale de Nhartanda, nos arredores de Tete, onde se encontra o campo de furos que abastece a mesma cidade.
 - Toda a zona do Grande Maputo e a zona Norte do Grande Maputo, que forma a área de recarga do aquífero de grés e calcário. Nesta zona definiram-se duas zonas novas, onde não se autoriza a construção de furos novos:
 - a zona da recarga do campo de furos de Infulene; e
 - a zona da recarga do campo de furos de Maxaquene.
 - Os arredores do campo de furos de Umbeluzi, onde a construção de furos novos também é limitada.
 - A zona costeira nos arredores da Maxixe.
 - A zona da captação de água para a cidade de Inhambane.
 - A cidade de Xai-Xai e os seus arredores.
 - b. Regulamento do fluxo de informação entre a DNA e as entidades de perfuração e das autorizações eventualmente necessárias: Na Figura 1 do Anexo 3, apresenta-se este sistema numa forma esquematizada. Para a maioria dos furos, que são feitos para o abastecimento de água nas zonas rurais, normalmente não existe uma intervenção da DNA, a não ser no caso do furo planeado estar situado numa zona com limitações de uso de água subterrânea. No fim do processo, a DNA recebe uma cópia do relatório da perfuração. Por outro lado, a intervenção máxima da DNA existe quando a extracção for maior do que 50 m³/h e o (campo de) furo(s) estiver localizado numa área de protecção da água subterrânea. Neste caso, a DNA dará o seu despacho sobre o estudo hidrogeológico necessário, ou executará o mesmo. Também a DNA deve dar o seu despacho uma segunda vez, após a preparação do ante-projecto final do(s) furo(s), caso o furo esteja situado numa zona com limitações de uso de água subterrânea.
- ◆ *Pergunta 4. Qual é sua conclusão sobre a situação da gestão de água subterrânea em Moçambique, no ano de 1990? E qual é a situação no ano em que você estudou este texto?* ◆

Respostas às perguntas

1. Um exemplo duma boa resposta é: Água subterrânea é um recurso limitado. Por outro lado, muitas das vezes existem muitos utilizadores desta fonte. Também a exploração de água subterrânea inclui investimentos e custos de operação altos. Para evitar que se explore a fonte limitada sem controlo e que se faça investimentos sem rendimento, é necessário planear e controlar bem o uso da água subterrânea. A isto chama-se gestão.

2. Daremos um exemplo duma sobre-exploração justificada.

 Para o abastecimento de água duma cidade usa-se água subterrânea dum aquífero. A necessidade da cidade aumenta continuamente. Num certo momento, capta-se a quantidade de água igual à recarga natural. Na mesma altura aceitou-se um plano para injectar artificialmente água dum rio no aquífero. A execução deste plano levará 5 anos. Neste período pode-se sobre-explorar o aquífero, sabendo que após 5 anos pode-se parar a sobre-exploração.

3.
 - a. Nenhuma intervenção ou intervenção mínima.
 - b. Pelo menos uma intervenção mínima.
 - c. Intervenção média ou máxima.
 - d. Intervenção máxima.

4. A gestão de água subterrânea, em 1990, em Moçambique, estava ainda numa fase inicial. Tinha-se começado a determinação de zonas de protecção e o controlo de perfurações em algumas áreas.
 Os autores esperam que se possa observar um desenvolvimento positivo neste aspecto, nos anos seguintes.

Exercícios

1. Imagine que existe uma cidade na foz dum rio, com 100.000 habitantes. Ao longo da costa encontram-se dunas e o rio tem água durante todo o ano. Quais são as possibilidades viáveis para fontes de água para abastecer a cidade?

2. Um aquífero freático tem uma extensão de 35 Km² e uma espessura média de 25 m. A recarga é de 125 mm/a. O coeficiente de armazenamento é de 0,18. Qual é a vazão máxima sustentada em m³/d e o rendimento máximo de mineração?

3. Explique, por suas palavras, porque se decidiu começar o controlo de todas as perfurações na área do Grande Maputo.

Referências

1. W. Cramer, 1982. Development of groundwater resources in the Netherlands. Proc. of the Exeter Symp. on Improvements of Methods of Long Term Prediction of Variations in Groundwater Resources and Regimes due to Human Activity. IAH Publ. nº. 136, pag 285-296.
2. Ministry of Water Development Kenya, 1990. Water Resources Assessment and Planning Project.
3. J.F. Thomas and W.E. Martin, 1989. Mining of aquifers near metropolitan areas: towards a general framework for policy analysis. Em: E. Custódio e A. Gurgul, 1989. Groundwater Economics, Dev. in Water Sciences, nº 39, pg 397-408).
4. O.B. Jacenkow, 1984. Artificial recharge of groundwater resources in semi-arid regions. (Em: Challenges in African Hydrology and Water Resources. Proc. of the Harare Symposium. IAHS Publ. nº 144, pg 111-118).
5. D.D. Iblebele, 1989. Methods of mapping coastal aquifers contaminated by salt water. Water Quality Bulletin WHO, Vol.14, nº1, Jan. 1989, pg. 17-19.
6. C. Chuamthaisong, 1989. Economics of groundwater development in Thailand. Water Quality Bulletin WHO, Vol.14, nº1, Jan. 1989, pg. 24-30.
7. R. Nativ and A. Issar, 1988. Problems of an over-developed water system - the Israeli case. Water Quality Bulletin WHO, Vol. 13, nº. 4, Oct. 1988, pg 126-137.
8. S.L. Zomenis, 1985. Cyprus Water Resources: over-exploitation - Results and measurements taken. Em: Commonwealth Science Council, Proc. of Seminar/Planning Meeting on Geohydrology of Drought-Prone Areas in Africa, CSC Techn. Publ. Series nº. 202, pg 49-57.
9. J. Marce Miracle, 1989. Extra costs of saline groundwater treatment: case of Llobregal river delta (Spain). Em: E. Custódio and A. Gurgul, Groundwater Economics, Dev. In Water Science nº. 39, pg 279-294.
10. J.J. de Vries, 1982. One and a half century Hydrological Research in the Netherlands (em Holandês).
11. DNA (D. Bouman e E.H. Smidt), 1986. Pesquisa hidrogeológica e geoelectrica no Planalto dos Cajueiros e no Vale do Mize nos arredores de Pemba (SdG 86.14).
12. DNA, (R. Lopes, E.H. Smidt), 1989. Controlo e gestão do campo de furos no Planalto dos Cajueiros-Pemba (DNA 11/989 -SdG 89.07).
13. DNA (E.H. Smidt), 1990. Gestão de água subterrânea na área do Grande Maputo. Parte I: será necessária? (Sympósio sobre as águas subterrâneas na área do Grande Maputo).
14. DNA (E.H. Smidt), 1990. Gestão de água subterrânea na área do Grande Maputo. Parte II. O sistema actual e ideias para o futuro. (Sympósio sobre as águas subterrâneas na área do Grande Maputo).
15. IWACO, 1984. Study of Groundwater to Supply Maputo (report 701).
16. IWACO, 1986. Study of Groundwater to Supply Maputo (report 1206).
17. Acta da reunião de 7.08.1986
18. Informação-proposta 25/AT-DEP/161, de 23/05/87 da DNA, sobre a gestão das águas subterrâneas na área do Grande Maputo.
19. Protocolo entre a DNA e o GZV, sobre as perfurações e construção de poços na zona do D.U. N.º. 4, em Maputo, de 13-10-87.
20. E.H. Smidt, I.I. Chutumia, P. Haas and N.M. Egidio, 1989. Groundwater exploitation in the area of Maputo, Mozambique. (Em: E. Custódio and A. Gurgul, Groundwater Economics, Developments in Water Science, No. 39, pg 581-591).
21. DNA, 1989. Critérios para a construção de furos (27/989-SdG 89.21).