

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSOS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

ESTUDO DO COMPORTAMENTO BI E TRIDIMENSIONAL DO FLUXO
EM UM AQUIFERO ALUVIAL ADJACENTE AO RIO PARAÍBA
NA M. R. H. AGROPASTORIL DO BAIXO PARAÍBA

Campina Grande

Agosto 1991

IÉDO ALVES DE SOUZA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO BI E TRIDIMENSIONAL DO FLUXO
EM UM AQUÍFERO ALUVIAL ADJACENTE AO RIO PARAÍBA
NA M. R. H. AGROPASTORIL DO BAIXO PARAÍBA

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM
ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
ÁREA DE CONCENTRAÇÃO RECURSOS HÍDRICOS
EM CUMPRIMENTO ÀS EXIGÊNCIAS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE

Dr. Seemanapalli V. K. Sarma - Ph.D.

Orientador

Campina Grande - PB

Agosto - 1991



S729e Souza, Iedo Alves de
Estudo do comportamento BI e tridimensional do fluxo em um aquífero aluvial adjacente ao Rio Paraíba na M.R.H. agropastoril do baixo Paraíba / Iedo Alves de Souza. - Campina Grande, 1991.
161f. : il.

Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia.

1. Aquífero Aluvial 2. Agroindustria 3. Bacia Aluvial - 4. Recursos Hídricos 5. Dissertacao I. Sarma, Seemanapalli V. K., Ph.D. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 556.33(043)

IEDO ALVES DE SOUZA

ESTUDO DO COMPORTAMENTO BI E TRIDIMENSIONAL DO FLUXO
EM UM AQUIFERO ALUVIAL ADJACENTE AO RIO PARAIBA
NA M. R. H. AGROPASTORIL DO BAIXO PARAIBA

AREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HIDRICOS

Seemanapalli V. K. Sarma

Dr. Seemanapalli V. K. Sarma - Ph. D.

Orientador

T. R. Gopinath

Dr. Gopinath T. R. - Ph. D.

Componente da Banca

Everaldo Pinheiro do Egito

Sr. Everaldo Pinheiro do Egito - Mestre

Componente da Banca

Campina Grande - PB

Agosto - 1991

A Enedino David de Souza, meu pai.

(IN MEMORIAM)

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao prof. Dr. Seemanapalli V.K. Sarma - Ph.D. , meu orientador da dissertação de mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campus II, Campina Grande-PB, que ao longo de todo desenvolvimento da dissertação intitulada "Estudo do Comportamento Bi- e Tridimensional do Fluxo em um Aquífero Aluvial adjacente ao Rio Paraíba na M.R.H. Agropastoril do Baixo Paraíba," submetida a Área de Engenharia de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campus-II, Campina Grande - PB, prestou dedicação total e eficiente orientação, sem o esforço do qual não seria possível a conclusão desta.

Agradeço, ainda, ao prof. Dr. Seemanapalli V.K. Sarma, pelos programas que desenvolveu e modificou para o meu benefício na dissertação de mestrado e pelas sugestões dadas em cada etapa, sem os quais não seria possível o término deste trabalho.

Agradeço aos professores da área de Engenharia de Recursos Hídricos, especialmente a coordenadora da área, profª Gledsneli Maria de Lima Lins, pelo apoio dado durante o curso e pelo incentivo na fase final desta dissertação.

Ao CNPQ e CAPES pelo incentivo dado durante todo desenvolvimento do curso.

Aos funcionários da área de Engenharia de Recursos Hídricos pelo apoio durante o período do curso, principalmente a Paulo Roberto Rodrigues Pessoa, pela confecção dos gráficos e

colaboração nos ajustes finais da dissertação.

Aos alunos do mestrado em Recursos Hídricos e em especial a meu grande amigo Flávio Alves da Silva (IN MEMORIAM).

Meus agradecimentos a CDRM, principalmente ao Sr. José Pires Ribeiro, que forneceu os dados necessários para pesquisar sobre este assunto.

Ao Sr. Dorival Arruda pela confecção das transparências, assim como a Rosana T. Barros pelo auxílio na digitação.

Agradeço ao Grupo de Recursos Hídricos da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, que permitiu o uso dos computadores para execução das correções sugerida pela banca.

Finalmente, um agradecimento especial a meus pais, e a todos os parentes e amigos que diretamente ou indiretamente contribuíram, de uma forma ou de outra, para que esta pesquisa fosse realizada.

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
2.1	Tipos de Aquíferos (segundo ABRH, 1989).....	7
2.2	Cone de Depressão em Aquífero Livre.....	19
3.1	Movimento da Água Subsuperficial do Alto para o Baixo Potencial.....	21
3.2	As suposições de Dupuit (1863).....	28
3.3	Fluxo Permanente não Confinado entre Dois Reservatórios.....	31
3.4	Condições de Saída das Linhas de Fluxo - Superfície Livre (AB).....	33
4.1	Localização e Numeração das Microrregiões.....	38
4.2	Mapa Fitoclimático.....	39
4.3	Localização das Áreas de Pesquisas.....	44
4.4	Croqui das Locações dos Poços - Pilar-PB.....	46
4.5	Mapa de Isoespessuras Totais.....	47
4.6	Perfil Litológico e Construtivo do Poço de Pesquisa - Pilar-PB.....	49
4.7	Rede dos Quadriláteros considerados para Análise de Velocidades.....	54
4.8	Rede dos Retângulos considerados para Análise de Velocidades.....	55
4.9	Tipos de Contornos.....	63
5.1	Representação do Fluxo Uni, Bi e Tridimensional em Condutos Retangulares (a) e (b) e Circulares (c).....	71
5.2	Discretização Triangular para Cálculos de Velocidades.....	75
5.3	Descrição do Triângulo I com os Poços Locados, numerados de 1 até 3.....	76

5.4	Configurações das Locações dos Poços a serem medidos e formação do Tetraedro.....	81
5.5	Seção Vertical Transversal AA'.....	87
5.6	Seção Vertical Transversal BB'.....	88
6.7	Seção Vertical Transversal CC'.....	89
5.8	Representação Tridimensional da Base na Área do Poço de Pesquisa.....	115
6.1	Cargas Realizadas para Fluxo Bidimensional ao longo do Rio.....	115
6.2	Cargas Realizadas para Fluxo Bidimensional Transversalmente ao Rio.....	116
6.3	Cargas Realizadas para Fluxo Unidimensional ao longo do Rio.....	122
6.4	Rebaixamentos no Poço para Fluxo Unidimensional Transversalmente ao Rio.....	123
6.5	Representação Tridimensional das Cargas Piezométricas após Bombeamento 2Q no Centro.....	124
6.6	Representação Gráfica mostrando o Tempo de Trânsito e as Zonas de Contribuição, Influência e Transporte na Proteção do poço.....	128
6.7	CrITÉrios de Tempo de Trânsito e as Zonas de Contribuição, Influência e Transporte.....	129
6.8	Linhas Equipotenciais Realizadas após Taxa de Bombeamento 1Q.....	131
6.9	Linhas Equipotenciais Realizadas após Taxa de Bombeamento de 2Q.....	132
6.10	Efeitos das Baixas Taxas de Bombeamento sobre o Lençol Freático Regional Altamente Inclinado.....	136
6.11	Efeitos das Altas Taxas de Bombeamento sobre o Lençol Freático Regional Altamente Inclinado.....	136
7.1	Determinação da Direção do Fluxo no Campo com auxílio das Cargas/Rebaixamentos.....	140
7.2	Determinação da Grandeza e Direção de Velocidades Resultantes a partir dos Níveis Freáticos (Kashef, 1986).....	142

LISTA DE TABELAS

Tabela		Página
4.1	Caracterização das Bacias Hidráulicas Conjugadas ao Rio Paraíba.....	42
4.2	Controle das Bacias Hidrográficas Conjugadas ao Rio Paraíba.....	42
4.3	Teste de Produção.....	49
4.4	Parâmetros Hidrodinâmicos Médios.....	50
5.1	Expressões Algébricas para b_j , c_j e d_j	98
5.2	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Quadrilátera (A_1ABB_1).....	99
5.3	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Quadrilátera (A_2ABB_2).....	100
5.4	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Quadrilátera (A_3ABB_3).....	101
5.5	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Quadrilátera (A_4ABB_4).....	102
5.6	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Quadrilátera ($A'ABB'$).....	103
5.7	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($P_2P_1Q_1Q_2$).....	104
5.8	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($P_0P_2Q_2Q_0$).....	104
5.9	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($P_3P_0Q_0Q_3$).....	105

5.10	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($P_4 P_3 Q_3 Q_4$).....	105
5.11	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($Q_4 Q_3 R_3 R_4$).....	106
5.12	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($Q_3 Q_2 R_2 R_3$).....	106
5.13	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($Q_2 Q_1 R_1 R_2$).....	107
5.14	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($Q_2 Q_1 R_1 R_2$).....	107
5.15	Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos Configuração Retangular ($P_4 P_1 Q_1 Q_4 Q_4 Q_1 R_1 R_4 P_4 P_1 R_1 R_4$).....	108
6.1	Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=Q$ Caso Bidimensional.....	112
6.2	Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=1.5Q$ Caso Bidimensional.....	113
6.3	Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=2Q$ Caso Bidimensional.....	114
6.4	Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=Q$ Caso Unidimensional.....	119
6.5	Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=1.5Q$ Caso Unidimensional.....	120
6.6	Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=2Q$ Caso Unidimensional.....	121

SUMÁRIO

Dedicatória.....	ii
Agradecimentos.....	iii
Lista de Figuras.....	v
Lista de Tabelas.....	vii
Sumário.....	ix
Resumo.....	xiv
Abstract.....	xvi
1 - Introdução.....	1
1.1 - Água Subterrânea no Contexto Geral.....	1
1.2 - Água Subterrânea no Brasil e no Continente em Geral.....	1
1.3 - Caracterização das Águas Subsuperficiais.....	4
2 - Caracterização dos Aquíferos e Classificação dos Mesmos.....	6
2.1 - Caracterização dos Aquíferos.....	6
2.2 - Classificação dos Aquíferos.....	7
2.3 - Fluxo Bidimensional nos Aquíferos Livres.....	9
2.3.1 - Características da Zona Saturada.....	10
2.4 - Parâmetros Envolvidos no Estudo da Zona Saturada.....	10
2.4.1 - Coeficiente de Permeabilidade e Condutividade Hidráulica.....	10
2.4.1.1 - Condutividade Hidráulica.....	10
2.4.1.2 - Fatores que afetam a Condutividade Hidráulica.....	12
2.4.1.3 - Coeficiente de Permeabilidade.....	14
2.4.1.4 - Dependência da Permeabilidade Sobre Propriedades do Meio e do Fluido.....	15

2.4.2 - Transmissividade.....	16
2.4.3 - Porosidade.....	16
2.4.4 - Coeficiente de Armazenamento.....	18
2.4.5 - Rebaixamento.....	18
3 - Aspectos Hidrodinâmicos do Fluxo Subterrâneo.....	20
3.1 - Introdução.....	20
3.2 - As Relações entre Velocidades Subterrâneas e Gradientes Hidráulicos.....	22
3.3 - Validade da Lei de Darcy.....	22
3.4 - A Generalização da Lei de Darcy.....	25
3.5 - Equação de Dupuit - Extensão da Lei de Darcy para Aplicação Prática.....	27
3.6 - Fluxo Permanente num Aquífero Livre.....	31
4 - O Aquífero Aluvial do Rio Paraíba em Juripiranga.....	35
4.1 - Dados Permanentes ao Aquífero em Estudo.....	35
4.1.1 - Aspectos Geomorfológicos da Bacia do Rio Paraíba.....	36
4.1.2 - Aspectos Hidrológicos e Agroclimáticos da Bacia do Rio Paraíba.....	37
4.2 - Potencial Hidrogeológico da Bacia do Rio Paraíba.....	40
4.3 - Investigações feitas pela CDRM.....	43
4.3.1 - Poço de Pesquisa e Piezômetros Instalados.....	45
4.3.2 - Teste de Aquífero e Parâmetros Hidrodinâmicos da Área de Estudo.....	48
4.3.3 - Qualidade Físico-Química das Águas da Área de Pesquisa.....	51
4.4 - Delineação da Área de Estudo em Pilar-PB.....	51
4.4.1 - Seleção da Área.....	51

4.4.2 - Configuração Quadrilátera da Área de Estudo.....	52
4.5 - Calibragem Feita a Fim de Verificar a Veracidade do Modelo Aódotado.....	56
4.6 - Análise Matemática do Problema.....	56
4.6.1 - Métodos de Testes de Bombeamento para Determinação de T e S em Aquíferos Freáticos.....	57
4.7 - Uso de Modelos Matemáticos na Determinação dos Parâmetros.....	58
4.8 - Equação Transiente Geral de Fluxo Subterrâneo em Espaço Tridimensional.....	60
4.8.1 - Condições Iniciais e Condições de Contorno.....	61
4.8.2 - Equações Bidimensionais de Fluxo de Água Subterrânea.....	64
4.9 - O Uso de Microcomputadores nos Modelos Matemáticos.....	65
4.9.1 - Aplicações de Modelos Matemáticos.....	65
5 - Velocidades Espaciais em Aquíferos Livres.....	68
5.1 - Introdução.....	68
5.2 - Conceitos dos Fluxos Uni, Bi e Tridimensionais.....	69
5.3 - Aspectos Hidráulicos do Fluxo Subsuperficial Bidimensional.....	72
5.4 - Determinação de Componentes de Velocidades: Aproximação de Pinder e Abriola (1982).....	72
5.5.1 - Cálculo do Gradiente de Velocidade em Fluxo Bidimensional.....	73
5.5.1.1 - Descrição do Procedimento Teórico.....	75
5.5.2 - Cálculo de Velocidade em Espaço Tridimensional a Partir das Medidas das Alturas Piezométricas.....	79
5.5.2.1 - Desenvolvimento Teórico das Componentes.....	80
5.6 - Aplicação da Teoria de Pinder para o Caso de Pilar.....	85

5.6.1 - Configurações Adotadas.....	85
5.6.2 - Critério Para Determinação de Fluxo Uni, Bi e Tridimensional.....	86
5.7 - Descrição Detalhada das Configurações.....	92
5.8 - Componentes e Resultantes das Velocidades Obtidas e Discussão das Configurações.....	93
5.9 - Comentário Sobre a Utilização do Método de Pinder et ali (1981/1982).....	97
6 - Efeito das Taxas Acentuadas de Bombeamento Sobre Rebaixamentos no Campo Bidimensional das Cargas no Aquífero.....	109
6.1 - Introdução.....	109
6.2 - Cargas Bidimensionais Desenvolvidas na Área de Estudo.....	109
6.2.1 - Discussão dos Resultados.....	111
6.3 - Comparação entre Efeitos de Bombeamentos sobre Cargas Unidimensionais e Bidimensionais.....	117
6.4 - Fluxo Bidimensional Subterrâneo Aplicado a Proteção de Poço.....	130
6.5 - Prevenção de Contaminação de Água Subterrânea.....	130
6.5.1 - Estabelecimento de Zona de Proteção de Poços.....	130
6.6 - Efeitos de Gradientes Acentuados e de Taxas de Bombeamento Sobre Rede de Fluxo.....	130
6.7 - Conceito de Zona de Contribuição.....	133
7 - Determinação da Grandeza e Direção das Velocidades (A partir das cargas/rebaixamentos de 3 poços no campo)...	158
7.1 - Introdução.....	138
7.2 - Aspectos Teóricos.....	138
7.3 - Aplicação dos Conceitos para Determinação da Direção e Grandeza das Velocidades.....	139

7.4 - Construção Gráfica do Triângulo e Discussão dos Resultados.....	141
7.5 - Restrições no Uso do Método de Kashef (1986).....	144
8 - Conclusões e Recomendações.....	146
8.1 - Conclusões.....	146
8.2 - Recomendações.....	149
9 - Referências.....	152

RESUMO

Nesta dissertação foram feitos estudos sobre o comportamento uni, bi e tridimensional de um aquífero aluvial com espessura média de 8,0m, adjacente ao Rio Paraíba, a 12 Km da cidade de Juripiranga, sendo na M.R.H. Agro-Pastoril do Baixo Paraíba. Uma área com cerca de 40.000 m² foi delimitada, quase formando um quadrado. Foram utilizados dados da CDRM/CAGEPA, tais como os perfis litológicos das sondagens e os resultados de poço do bombeamento obtidos com uma vazão de 26,67 m³/h. Para fins de calibragem do mesmo num computador P.C, com a finalidade de checar a veracidade dos resultados, foram estabelecidos os parâmetros hidrodinâmicos, tratando assim as permeabilidades espaciais de 21.6 m/d e porosidade efetiva de 0,30.

Foram tratadas as variações dos desníveis nas bases impermeáveis das seções consideradas, que causam componentes espaciais das velocidades. A área de estudo foi dividida em duas configurações principais, quadriláteros e retângulos, e essas áreas foram subdivididas ainda para conhecer os efeitos individuais e globais sobre condições do fluxo e velocidades. Um estudo comparativo foi feito entre os resultados assim obtidos das duas configurações.

Foram estabelecidas condições necessárias para o fluxo em aquíferos se tornar uni, bi e tridimensional. Num procedimento pelo uso das cargas bidimensionais das quatro esquinas dos

tetraedros regulares/irregulares, foi adotado o artifício de Pinder et ali (1982) em ambas as configurações para determinar os componentes das velocidades e os resultantes das mesmas, no e com plano y-x.

Os efeitos das altas taxas de bombeamento sobre as cargas uni e bidimensionais desenvolvidas no aquífero foram investigados, com vazões diferentes adotadas, num ponto central duma rede diminuída de 60m x 60m. Os resultados foram interpretados, sob condições de lençol freático inclinado em duas direções, que tem suas aplicações nos estudos de descontaminação da água do poço de abastecimento público.

Numa outra tentativa, que foi feita usando as declividades das linhas equipotencias e os espaçamentos entre si, foi adotado o artifício de três poços distintos dado por Kashef (1986) para determinar a grandeza e direção da velocidade, tratando uma área triangular.

Os resultados destas pesquisas foram apresentados na forma de tabelas e gráficos, em duas e três dimensões, sendo estas últimas para dar uma visão perspectiva dos fenômenos.

ABSTRACT

In this dissertation, study was undertaken on one-, two- e tridimensional behaviour of an alluvial aquifer having an average depth of 8m, which is adjacent to Paraíba River, 12km distant from Juripiranga. The aquifer is localized in M.R.H. Agropastoril do Baixo Paraíba, An area occupying roughly 40.000 m² forming a near-square figure was chosen. Lithologic profiles and bore hole data as obtained through investigations done by CDRM/CAGEPA were utilized, including the results obtained from the pumping test undertaken with a 26,67 m³/h discharge. For the purpose of calibration of the aquifer using a micro-computer (Type P.C.) with a view to test the veracity of the results obtained by CAGEPA, hydrodynamic parameters of the aquifer were established, treating the spatial permeability values as 21.6 m/d and effective porosity as 0,30.

The variations of level differences of impermeable base of the sections under study were taken into consideration, as these variations would result in spatial components of velocities. The study area was subdivided into two principal configurations, quadrilaterals and rectangles and these were further subdivided into small areas with the view to estimate the individual and global behaviour of these on flow conditions and velocities.

Conditions that are necessary for one, two and three dimensional flows to occur in aquifers were established.

In the procedure that uses two-dimensional heads that are generated at the four corners of regular/irregular tetrahedrons, the artifice of Pinder et al. (1982) was adopted for both the configurations for determining the components of velocities and their resultants, in and with the y-x plane. A comparative study was made of the results so obtained using the two configurations.

Effects of high pumping rates on one- and two-dimensional heads developed in the aquifer were investigated, with various discharges applied at the centre point of an area having dimensions of 60m x 60m. These results were interpreted for the phreatic surface having inclination in two directions, the application for which is felt in studies involving decontamination of public water supply.

In yet another tentative in which the inclinations of equipotential lines and their relative spacings were used, the artifice of Kashef (1986) as applicable for three distinct wells was used, in order to determine the magnitude and direction of the components of the velocities in a triangular area.

The results of the research were presented in the form of tables and graphs, in two and three dimensional representation, to have a perspective vision of the same.

1.1 - Água Subterrânea no Contexto Geral

A água subterrânea tem a vantagem de utilização pelo menor custo de construções de poços em comparação com as obras de captação de águas superficiais que envolvem represas, diques e estações de tratamento. Além disso, na maioria dos casos, sua utilização é adequada ao consumo humano, sem a necessidade de tratamento (salvo em casos de contaminação natural e/ou artificial). Também serviria como uma alternativa de abastecimento muito conveniente no caso de pequenas e médias populações urbanas ou em comunidades rurais.

É estimado que até a virada do século (ano 2.000) a demanda da água cresça quatro vezes a de hoje, devido ao aumento esperado na população do planeta e conseqüentes exigências domésticas, industriais e agro-pecuárias (Sarma e Everaldo, 1989). Somente 30% da população mundial tem suprimento garantido da água e os demais 70% dependem dos poços, lagos e fontes com incertezas crescentes, capazes de ser contaminados.

É conhecido que quase três-quartos da superfície da terra é coberta pela água e 97% desta está nos oceanos. Os rios e lagos contêm menos de 1% do total da água da terra (0.017%), enquanto 2.14% estão nas capas polares e na forma glacial. A água subterrânea é estimada em 4×10^6 km³ até uma profundidade de 1/2 km abaixo da terra (UNEP, Programas das Nações Unidas para a Proteção do Meio Ambiente - 1976). A quantidade total de água

subterrânea foi estimada em $8,4 \times 10^6 \text{ Km}^3$, metade da qual se encontra a mais de 800 metros de profundidade, Nace (1960), Feth (1973) e Bouwer (1978). Freeze e Cherry (1979), utilizando dados mais recentes de Nace (1971), estimaram as reservas em $60 \times 10^6 \text{ Km}^3$, enquanto Heath (1983) foi mais conservativo, dando o valor das reservas em torno de $4 \times 10^6 \text{ Km}^3$, baseado no trabalho de Lvovitch (1970).

1.2 - Água Subterrânea no Brasil e no Continente em Geral

As perspectivas de aproveitamento de água subterrânea no Nordeste datam do século passado, quando estudiosos sugeriram a construção de poços, como meio de combate aos fenômenos das secas. A partir de 1919, com a criação do IFOCS (atual DNOCS), intensificou-se o programa de construção de poços tubulares, com ênfase especial, para as regiões cristalinas mais pobres em recursos hídricos subsuperficiais. Já em 1959, com a criação da SUDENE, novo impulso e amplas perspectivas eram abertas sobre a captação e uso das reservas hídricas profundas, implementando bases mais consistentes, acerca do aproveitamento sistemático desses recursos. Além das pesquisas básicas desenvolvidas, procurou-se somar os esforços de outros órgãos, firmando-se convênios ou então, capacitando-se bancos oficiais e privados a repassarem recursos, mediante contratos de financiamentos para construções de poços particulares.

No período de 1962 a 1980, foram perfurados com recursos da SUDENE um total de 2.433 poços públicos e recuperados

aproximadamente 3.236, representando o resultado do esforço conjunto SUDENE/CONESP e outros órgãos federais e estaduais. Verificando-se que os poços públicos perfurados estavam prestando excelentes serviços as comunidades, apesar das dificuldades financeiras e institucionais para mantê-los funcionando eficientemente, a partir de 1969 a SUDENE decidiu estender a iniciativa privada, a oportunidade de participar do programa de implantação de poços no Nordeste. Este programa teve boa aceitação e não fosse a marcante limitação e interrupção dos recursos disponíveis para repasse, teria tido uma recuperação muito maior.

Apesar de toda a importância das águas subterrâneas no contexto da América Latina e Caribe, existem muita pouca (e as vezes nenhuma) preocupação com sua preservação. Atualmente existem cidades abastecidas, em parte ou totalmente, por águas subterrâneas e que começam a experimentar basicamente dois tipos de problemas:

- Superexploração de aquíferos: A perfuração de um número excessivo de poços ou poços muito próximos uns dos outros e que funcionam continuamente está provocando um abatimento dos níveis de água nos aquíferos. Isto acarretará um aumento dos custos de bombeamento, diminuição do rendimento dos poços, possibilidade de recalque nos terrenos e, em casos extremos, exaustão dos aquíferos.
- Contaminação das águas subterrâneas: É talvez o problema mais grave e nem por isso tem recebido a devida atenção.

O assunto de água subterrânea no ciclo hidrológico, e seu comportamento geral em escala local e regional, continuam



carentes de dados confiáveis detalhados, quantitativos (sobre a disponibilidade) e qualitativos (distribuição geográfica dos recursos das águas superficiais, taxas de fluxo, etc) obtidos através das perfurações, que são relativamente caras.

A geologia às vezes será peculiar ou sua área horizontal tão limitada em extensão, que há restrições para usar estes como banco de dados de água subterrânea.

A maioria dos aquíferos desenvolvidos em todo o mundo, com altas vazões, consistem de areias e cascalhos inconsolidados encontrados em planícies costeiras, valas aluviais e depósitos glaciais. No Brasil, além destes tipos, também são aquíferos adequados os arenitos, os basaltos fraturados e os calcários com canais formados por dissolução e com fraturas. Em algumas áreas, rocha cristalina fraturada, tal como granito, tem sido perfurada para o suprimento de água, mas as vazões são em geral bem baixas, se comparadas às dos aquíferos de areia e de cascalho. Por outro lado os aquitardes são tipicamente menos permeáveis em mais de uma a duas ordens de grandeza do que o solo do aquífero que eles confinam ou semiconfinam.

1.3 - Características das Águas Subsuperficiais

A água subterrânea movimenta-se muito lentamente em comparação com a água superficial. Uma alta velocidade de água subterrânea estaria na faixa de 1 metro/segundo, o que é um fenômeno raro. O fluxo de água subterrânea é um processo laminar. Lvovitch (1970), estimou o tempo médio de residência em 280 anos,



com alguma água residindo em aquíferos profundos por um tempo tão longo quanto 30.000 anos ou mais (Pearson e White, 1967), enquanto nos rios o mesmo é da ordem de algumas semanas. Isto significa que a respeito da água subterrânea, as taxas de recarga anual são pequenas e, conseqüentemente torna a água subterrânea uma reserva confiável e segura a longo prazo, efetivamente imune às flutuações anuais de precipitação. Por outro lado, isto significa também que um aquífero, uma vez poluído, pode levar tempo considerável (até anos) para conseguir promover uma autodescontaminação, através de mecanismo de fluxo natural. Os métodos artificiais para descontaminação provariam muito caro, e as vezes inviáveis.



2. - CARACTERIZAÇÃO DOS AQUÍFEROS E CLASSIFICAÇÃO DOS MESMOS

2.1 - Caracterização dos Aquíferos

Os aquíferos são formações dos solos com suficiente permeabilidade e porosidade interconectada para armazenar e transmitir quantidades significativas de água, sob gradientes hidráulicos naturais. Através de perfuração de poços nos aquíferos que são economicamente viáveis, podem ser aproveitadas grandes quantidades de água para uso residencial, industrial e até irrigação.

Enquanto aquíferos fornecem quantidades significantes de água, aquitardes são formações de baixa permeabilidade, que armazenam água, mas não podem suprir poços de bombeamento. Eles podem, contudo, transmitir água suficiente através de enormes áreas, tornando-se importantes em estudos regionais de suprimento de águas. As camadas de argila e de folhelho que separam muitos aquíferos confinados são exemplos de aquitardes transmitindo água através de drenança vertical.

A facilidade com que a água flui através de um aquífero ou de uma camada é medida pelo coeficiente de permeabilidade (K). Areias e cascalhos apresentam altos valores de K, variando na ordem de 10^{-2} a 10 cm/s, enquanto folhelhos e argilas possuem valores relativamente baixos de ordem de 10^{-10} a 10^{-7} cm/s. A maior parte dos valores publicados de coeficiente de permeabilidade está baseada no fluxo de água não contaminada através do material do aquífero.

2.2 - Classificação dos Aquíferos

Os aquíferos podem ser classificados como confinados e não confinados ou livres, dependendo da ausência ou presença de um lençol freático ou uma superfície freática, que se situa na parte superior da zona de saturação e que está em contato direto com o ar, assim mantendo sempre a pressão atmosférica, através dos vazios que existem na matriz do solo acima. O lençol freático se situa em geral a 10 metros em regiões úmidas ou até 100 metros em regiões áridas e semi-áridas.

A Fig. 2.1 mostra um aquífero não confinado, também chamado aquífero freático ou livre. Isto significa que a superfície freática não está confinada ou não está impedida de movimentar-se para cima e para baixo. Sob condições de fluxo horizontal, os níveis da água em poços que penetram num aquífero livre indicam a posição da superfície do lençol freático em redor desse poço. Aquíferos não confinados são usualmente os primeiros materiais saturados encontrados em um programa de perfuração. O aquífero que está sendo estudado pertence a uma classe de aquífero livre ou freático.

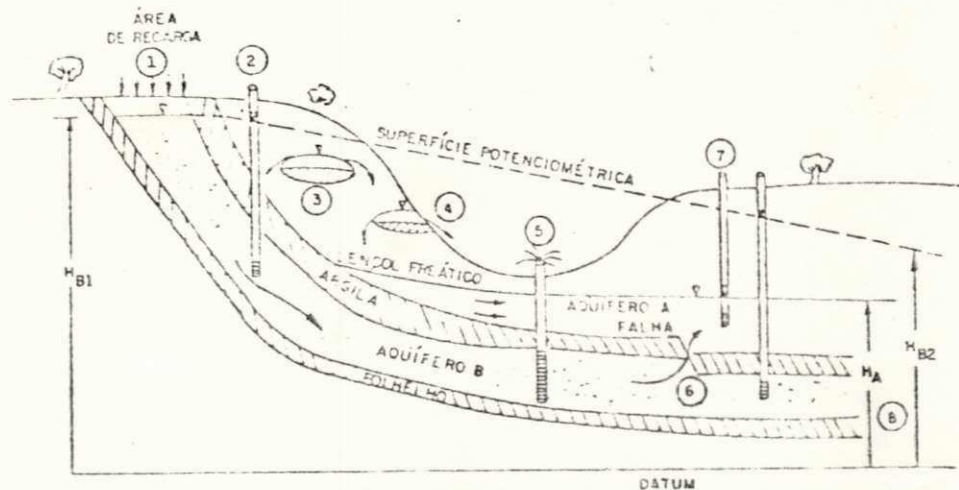


Fig. 2.1 - Tipos de Aquíferos (segundo ABRH, 1989)

Se esta água tem extensão horizontal limitada, trata-se de um tipo especial de aquífero não confinado, conhecido como aquífero suspenso. As localizações 3 e 4 na Fig. 2.1 são exemplos de aquíferos suspensos. Zonas saturadas encontradas a muitos metros acima da profundidade esperada usualmente significam a existência dos aquíferos suspensos.

Dependendo da extensão e da espessura saturada, os aquíferos suspensos podem ser fontes adequadas para poços residenciais individuais. Porém, para eles serão inadequados como fontes para poços municipais bombeando por longos períodos. No campo, deve-se ter muito cuidado para não tomar-se erradamente esta água não confinada como sendo o aquífero freático principal. Na maioria dos casos uma idéia aproximada da profundidade da água pode ser obtida através de perfuração prévia ou de programas de monitoramento. Quando dados de campo são limitados, os padrões de fluxo complexo em aquíferos não homogêneos, anisotrópicos e de multicamadas, só podem ser estimados através de modelos de fluxos multidimensionais. Freeze e Whitherspoon (1966, 1967, 1968) estão entre os primeiros pesquisadores a usarem modelos numéricos de fluxos bidimensionais, para estudarem padrões de fluxo regional de água subterrânea sob condições geológicas não homogêneas. Os citados autores contribuíram substancialmente para o campo da água subterrânea e foram os pioneiros na área de modelação matemática.

2.3 - Fluxo Bidimensional nos Aquíferos Livres

As dimensões horizontais, tipicamente expressas pelos símbolos X e Y, da maioria dos aquíferos, são muito maiores que as componentes na direção vertical, expressas por Z. Isso com frequência, resulta em equilíbrio relativamente rápido do potencial na direção vertical, com relação aos potenciais nas direções horizontais de X e Y. O potencial torna-se, então, uma função de somente X e Y, e o aquífero é caracterizado por condições de fluxo horizontal. Sob estas circunstâncias, podem-se ignorar as variações do potencial na direção Z e caracterizar o fluxo do aquífero como bidimensional. O potencial é tratado também como carga hidráulica, uma vez que $h = -kh$ e com K constante, h pode ser tratado como $h = h$. Em áreas de descarga, de recarga e nas proximidades de poços parcialmente penetrantes, as condições de fluxo não horizontal estão presentes, assim a suposição de não ocorrerem mudanças no potencial/na carga hidráulica com a profundidade, torna-se não realística. Quando o potencial/a carga hidráulica varia em três dimensões, deve-se incluir a direção Z. O potencial é então simplesmente chamado de carga total, embora muitos hidrogeólogos usem o termo menos exato, carga hidráulica. Bear (1979), tratou com ambos os tipos de fluxo, porém a maioria dos estudos publicados de modelação de fluxo de água subterrânea ou de descontaminação de aquíferos usam os conceitos do fluxo bidimensional (X,Y).

2.3.1 - Características da Zona Saturada

A zona saturada se refere aquela com vazios 100% preenchidos, nas quais são instalados poços de bombeamento, visando ao suprimento de água. A infra-estrutura na zona saturada pode ser classificada em termos de suas propriedades de fluxo e características de armazenamento. Os espaços porosos do solo na zona saturada estão totalmente preenchidos por água. No caso dos aquíferos freáticos, os primeiros metros abaixo da superfície freática podem ter também ar dissolvido ou preso, se a atividade biológica aeróbica for desprezível. De outro modo, o conteúdo de oxigênio pode aproximar-se de zero.

As principais propriedades de fluxo são a permeabilidade e a transmissividade, ao passo que as características de armazenamento incluem a porosidade, o coeficiente de armazenamento específico, o coeficiente de armazenamento e a vazão específica. Neste capítulo, serão apresentadas definições dos parâmetros envolvidos em estudo subterrâneo.

2.4 - Parâmetros Envolvidos no Estudo da Zona Saturada

2.4.1 - Coeficiente de Permeabilidade e Condutividade Hidráulica

2.4.1.1 - Condutividade Hidráulica

As palavras coeficiente de permeabilidade e condutividade hidráulica são sinônimas, mas, a respeito de engenharia civil, a primeira é mais adequada, enquanto na física

dos solos a segunda é mais usada. Assim, a permeabilidade se refere mais para meios saturados e condutividade hidráulica para solos não saturados. A condutividade hidráulica é a facilidade do aquifero de conduzir água sob a influência do gradiente de uma superfície freática ou livre. Esta, porém, é uma propriedade tanto do meio poroso como do fluido que o atravessa. Quanto maior a condutividade, melhor o aquifero conduz a água. Embora muitos pesquisadores tenham tentado, ainda não conseguiram estabelecer uma relação entre a condutividade hidráulica, a porosidade e a distribuição dos grãos. Poder-se-ia imaginar que um material com uma alta porosidade tivesse uma alta condutividade hidráulica. As argilas tem porosidade mais alta do que as areias, mas suas condutividades hidráulicas são bem mais baixas que às das areias. Pode-se razoavelmente argumentar que as areias possuem mais porosidade interconectada que as argilas e, por essa razão, suas condutividades hidráulicas são maiores. Contudo, isso não explica os dados de laboratório de Kelly e Frohlich (1985) para as areias aluvionais do rio Mississippi, que mostraram condutividade hidráulica diminuindo na medida em que a porosidade natural vai aumentando. Isso é exatamente o oposto do que se poderia intuitivamente adivinhar. Kelly e Frohlich (1985) explicam que aparentemente em alguns solos altamente porosos como as areias, e materiais menos permeáveis como os siltes, tendem a preencher os poros do meio. Com os poros assim preenchidos, a condutividade hidráulica do composto sofre uma redução em seu valor. A tendência é de que, quanto mais poroso o solo, tanto mais preenchido com material de baixa condutividade e menor a condutividade hidráulica total do conjunto.



2.4.1.2 - Fatores que Afetam a Condutividade Hidráulica

Embora a lei de Darcy tenha sido desenvolvida experimentalmente, várias tentativas tem sido feitas para derivá-las analiticamente (Taylor, 1948). Derivações iguais eram usadas para uma compreensão completa dos fatores que dependem de k .

Numa outra aproximação, Poiseuille (1840) trabalhou sobre o fluxo de flúidos entre tubos capilares. Esta lei foi modificada subsequentemente para uso em solos pela introdução de certa equivalência dos parâmetros do solo (Taylor, 1948).

As equações derivadas são as seguintes:

$$K \text{ (cm/s)} = C_s \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \quad (2.1a)$$

$$K \text{ (cm/s)} = C_s \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{n^3}{1-n} D_s^2 \quad (2.1b)$$

onde:

γ_w = peso unitário da água, g/cm³

μ = viscosidade dinâmica ou absoluta, g*s/cm²

e = índice de vazios do solo = V_v (volume de vazios)/ V_s (volume dos sólidos), (cm³/cm³)

n = porosidade do solo = $e/(1+e)$, (cm³/cm³)

C_s = fator de forma que depende do molde do sistema do tubo capilar no solo e da tortuosidade do caminho do fluxo.

D_s = diâmetro do meio ideal do fluxo que contém grãos esféricos de igual tamanho, os quais comportam-se coletivamente, a respeito das características hidráulicas, tais como perda de carga.

As vezes D_s é assumido como tamanho médio de um solo real e é aproximadamente igual a D_{10} do solo natural. Eqs. 2.1a e 2.1b não podem ser usadas como tal para calcular K por causa da complexidade envolvida na obtenção dos valores razoáveis e aceitáveis para C_s e D_s .

Porém, essas equações esclarecem os fatores que afetam o valor de K . É evidente, dessas equações, que K é proporcional ao quadrado do tamanho do grão. Para as areias usadas como material do filtro, Hazen (1911) desenvolveu a seguinte fórmula para K em cm/s, em termos do tamanho efetivo do grão, D_{10} , em cm.

$$K = C_h D_{10}^2 \quad (2.2)$$

O fator C_h é aproximadamente igual a 100. Tendo dimensão de $s^{-1}cm^{-1}$, as unidades de k e D_{10} serão cm/s e cm, respectivamente. HAZEN restringiu o valor de D_{10} entre 0.1mm e 2mm e a equação citada acima deve ser usada toda vez que o Coeficiente de Uniformidade, $C_u = D_{60}/D_{10}$, excede 5.

Comparando as Eqs. (2.1a) e (2.2) podemos concluir que C_h depende das propriedades do fluido e da estrutura do solo:

$$C_h = C_s \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} \quad (2.3)$$

Eq. 2.1a pode ser escrita como:

$$K = K_p \frac{\gamma_w}{\mu} \quad (2.4)$$

onde $K_p = C_s D_s^2 e^{\alpha} / (1+e)$, sendo K_p a permeabilidade intrínseca ou física. A unidade, darcy, é definido como a taxa do fluxo em cm^3/s , que atravessa uma área seccional unitária de 1 cm^2 com gradiente unitário de pressão de 1 atmosfera/cm quando a viscosidade do fluido envolvido é 1 cP (um centipoise). É comumente adotado na indústria petroquímica, vários fluidos no mesmo meio poroso estão encontrados.

2.4.1.3 - Coeficiente de Permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade é matematicamente descrito como um tensor simétrico de segunda ordem, como nove componentes (Bear, 1979; Francis, 1980). Para entender o conceito de um tensor, é útil discutir os dois termos: escalar e vetor. Um escalar possui somente magnitude, como é o caso de carga hidráulica, enquanto um vetor possui magnitude e direção, como o gradiente na lei de Darcy.

Um tensor é um vetor cuja magnitude muda ao longo de uma dada direção, como é o caso dos solos anisotrópicos, nos quais a coeficiente de permeabilidade varia com a das coordenadas, contudo, numa determinada direção o valor da permeabilidade muda com a mudança do solo. O conceito de tensor ajudará a descrever os fenômenos matematicamente com as coordenadas.

Bear (1979), Francis (1980) e deMarsily (1986) exemplificaram as implicações práticas do coeficiente de permeabilidade como um tensor. Os nove componentes dos tensores do coeficiente de permeabilidade, k , se reduzem eventualmente a apenas três: K_x , K_y e K_z .

2.4.1.4 - Dependência da Permeabilidade Sobre Propriedades do Meio e do Fluido

A permeabilidade é a taxa volumétrica de fluxo no meio poroso por unidade de área por gradiente unitário. Quanto mais permeável o meio poroso, maior será o valor da permeabilidade. A variação de permeabilidade pode ser mais de doze ordens de grandeza de 10^{-9} até 10^{10} . Os valores típicos de k são, 10^{-2} cm/s para areias médias; 10^{-7} cm/s para argilas não fraturadas; 10^{-10} cm/s para bentonita.

A permeabilidade K , é uma função das propriedades do meio poroso e das características do fluido. Assim:

$$K = \frac{k\gamma}{\mu} \quad (2.5)$$

onde:

k = permeabilidade intrínseca (uma função dos diâmetros dos grãos)

μ = viscosidade dinâmica do fluido

γ = peso específico ($\gamma = \rho g$, onde ρ é a densidade e g é a aceleração da gravidade).

Estes parâmetros são propriedades particulares do fluido. Embora K seja chamada de permeabilidade, muitos

engenheiros hidrólogos usam condutividade hidráulica para não confundir com "permeabilidade intrínseca".

2.4.2 - Transmissividade

A transmissividade está diretamente relacionada à permeabilidade e é principalmente usada quando o fluxo bidimensional é válido. Para um aquífero confinado de espessura b e permeabilidade, K , a transmissividade é definida como:

$$T = Kb \quad (2.6)$$

o que é a taxa volumétrica de fluxo através de uma seção de largura unitária e igual à espessura b , do aquífero, quando o gradiente hidráulico é unitário, com unidades de m^2/dia . Nos aquíferos freáticos, em que a espessura muda com a distância x e o tempo t , k pode variar com a carga hidráulica, tornando não linear a descrição matemática do problema.

2.4.3 - Porosidade

A porosidade total de um solo é definida como sendo seu volume total. Uma vez que o volume total de vazios é incluído nessa definição, a porosidade total representa a quantidade máxima de água que um dado volume de um solo pode conter. No caso da zona não saturada, a porosidade total é igual ao valor máximo para o conteúdo de umidade (em cm^3 de água/ cm^3 de solo). A porosidade, algumas vezes é dividida em:

a) porosidade primária, que se refere aos vazios que se formaram ao mesmo tempo que a rocha. Em geologia, o termo rocha refere-se abrangentemente a sedimentos tanto não consolidados como consolidados, bem como as rochas cristalinas, tais como as ígneas e as metamórficas.

b) porosidade secundária, que se refere às aberturas que se formaram após a formação da rocha.

Os poros nas areias e cascalhos são exemplos de porosidade primária, enquanto as fraturas nos gnaisses e os canais de dissolução nos calcários são exemplos de porosidade secundária. Algumas litologias, tais como arenitos fraturados e folhetos, apresentam os dois tipos de porosidade. Muitos hidrogeólogos juntam os dois tipos de aberturas em uma única porosidade total, ao passo que alguns modeladores matemáticos usam o conceito de "porosidade dupla", quando modelam arenitos fraturados, calcário, granitos e basaltos.

Bear e Verruijt (1987) chamam essa porosidade interconectada como porosidade efetiva para fluxo através do meio, n_{EF} , ao invés de somente porosidade efetiva, n_E . Desse modo, a importante conexão com fluxo é estabelecida. A velocidade verdadeira de um contaminante depende do valor da n_{EF} , sendo que sua distinção de n_E é mais do que apenas semântica.

Muitos problemas de água subterrânea envolvem aquíferos de areia e cascalho ou outro material do solo, sem quantidade apreciável de água imóvel. Para esses casos, uma suposição razoável é ignorar os baixos valores de retenção específica e assumir:

$$n = n_E = S_Y = n_{EF} \quad (2.7)$$



A porosidade efetiva de fluxo, n_{EF} , somente pode ser determinada confiavelmente através do experimento que utilize amostras de solo e um traçador numa coluna de laboratório.

2.4.4 - Coeficiente de Armazenamento

O coeficiente de armazenamento, S , é definido como sendo o volume de água que um aquífero libera ou armazena, por unidade de área superficial do aquífero, por unidade de variação no componente de carga normal àquela superfície (Todd, 1980), dado por: $(\text{Volume de Água Liberada/Armazenada}) / [(\text{Área superficial}) (\text{Diferença em carga})]$

Esse coeficiente é uma quantidade adimensional relacionada ao coeficiente de armazenamento através da espessura saturada: $S = S_{sb}$.

O coeficiente de armazenamento é principalmente usado nas análises bidimensionais de aquíferos de fluxo horizontal, em que as variações verticais de carga são desprezíveis.

2.4.5 - Rebaixamento

O rebaixamento é uma medida de quanto a carga ou o potencial da água está fora de equilíbrio. No equilíbrio a água encontra-se no nível potenciométrico estático, H_0 . Essa superfície é idealizada, as vezes, como uma linha horizontal, porém no campo ela é geralmente inclinada. O rebaixamento num dado local de raio r , é definido como sendo a diferença entre o



nível potenciométrico estático, H_0 , e a carga, H , no local de mesmo raio, dado por: $s = H_0 - H$.

Num local fixo, uma descrição da taxa de bombeamento causaria aumentos nos rebaixamentos e conseqüente diminuições nas cargas hidráulicas (Fig. 2.2).

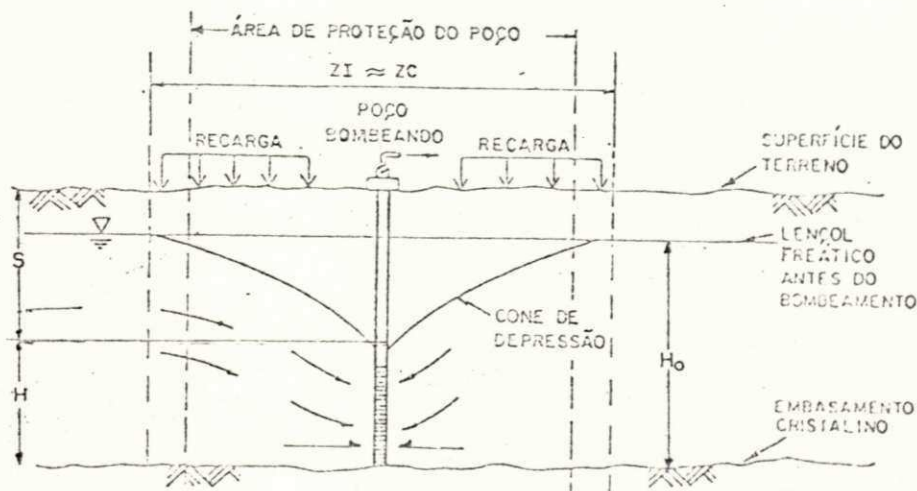


Fig. 2.2 - Cone de Depressão em aquífero Livre

Com estes conceitos sobre parâmetros envolvidos nos aquíferos, que incluem os do meio poroso e da água, serão discutidos no próximo capítulo os aspectos teóricos da hidráulica e hidrodinâmica do fluxo subterrâneo, a fim de analisar aquíferos adjacentes ao rio, como é o caso em Juripiranga-PB.

3 - ASPECTOS HIDRODINÂMICOS DO FLUXO SUBTERRÂNEO

3.1 - Introdução

A água subterrânea esta sempre em movimento, partindo de áreas de recargas natural ou artificial em direção à áreas de descarga natural ou artificial. Enquanto a recarga natural é a precipitação, a recarga artificial pode ser a irrigação. As áreas de descarga natural incluem rios, riachos, lagos, brejos e o oceano, enquanto o poço representa a descarga artificial pontual.

A água subterrânea sempre se move em áreas de alto potencial para áreas de baixo potencial. Isso é verdade, quando a direção de fluxo é tanto horizontal como vertical. Embora o conceito de potencial envolva pressão, gravidade e energia cinética, na prática, mede-se simplesmente a altura da água (acima de um determinado datum) nos poços construídos como piezômetros (filtro curto e espaço anelar selado), para determinar o potencial do aquífero no exato local do filtro. Caso o aquífero esteja sob fluxo horizontal naquele local, a posição vertical e o comprimento do filtro não afetam o nível de água do poço. Por outro lado, se nos encontrarmos numa área de gradientes verticais, o nível da água indica o potencial médio de toda a altura do filtro como será mostrado posteriormente na Fig. 3.1.

Se a água se movimenta do ponto A para o ponto B, pode-se ter certeza de que a altura da água no piezômetro B é mais baixa do que a altura da água no piezômetro A (para um mesmo datum). A Fig. 3.1 ilustra os dois casos. O ponto B pode estar localizado



horizontalmente a jusante (piezômetro 3), no mesmo aquífero que o ponto A (piezômetro 1), ou pode estar em um outro aquífero recebendo drenança vertical (piezômetro 2).

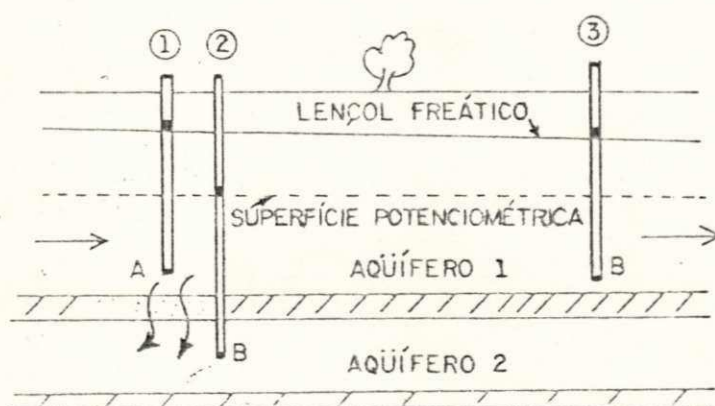


Fig. 3.1 - Movimento da Água Subsuperficial
do Alto para o Baixo Potencial

Conquanto a direção geral do fluxo subterrâneo em aquíferos isotrópicos seja determinada simplesmente através da comparação entre os níveis de água em piezômetros apropriadamente localizados, essa informação não se fala nada sobre a velocidade do fluxo. Para determiná-la, a relação fundamental é a lei de Darcy.

3.2 - As Relações entre Velocidades Subterrâneas e Gradientes Hidráulicos.

Henri Darcy, um engenheiro hidráulico francês, em 1856 ficou interessado no fluxo de água através de camadas de areia, usadas para filtrar água nas estações de tratamento de água. Seus resultados, com base em experimentos de colunas de areia, mostraram uma relação experimental e se tornaram como "Lei de Darcy" que diz: "A taxa volumétrica de água, através de uma coluna de areia é diretamente proporcional a queda no potencial, através da coluna e inversamente proporcional á altura da coluna". Os resultados foram expressos na forma de uma relação de fluxo, baseado no gradiente do potencial através da altura da coluna. Suas descobertas são comumente expressas matematicamente através da equação: $V_D = q = Q/A = -K * dh/dx$ (3.1) onde V_D = velocidade (L/T); q = descarga específica ($L^3/T/L^2$); Q = taxa volumétrica de fluxo (L^3/T); A = área total da seção transversal perpendicular à direção de fluxo (L^2); K = coeficiente de permeabilidade (L/T) e dh = perda de carga hidráulica (L) através da distância dx (L).

A equação presta-se tanto para o fluxo saturado como não saturado. Para fluxo saturado, K será constante, enquanto para fluxo não saturado, k é uma função do teor de umidade.

3.3 - Validade da Lei de Darcy

A lei de Darcy é válida quando o fluxo q , (L/T) aumenta linearmente com o gradiente hidráulico, L/L. A equação funciona

para a maioria das velocidades e solos encontrados nos estudos de água subterrânea. Porém, ela desvia-se desse comportamento de linha reta em velocidades muito baixas, como aquelas encontradas em argilas muito compactas, bem como com velocidades muito altas, tais como as encontradas em rochas cristalinas fraturadas. Na última situação, relações não lineares da seguinte forma são muito comuns:

$$V_D = -K (dh/dx)^N, \text{ onde o expoente } N = 1/2 \text{ A } 2/3 \quad (3.2)$$

V_D na realidade, é a taxa volumétrica de fluxo por unidade total de área ($L^3/T/L^2$). Sendo Darcy um engenheiro numa empresa de abastecimento público de água, na medida que não estava interessado no fluxo da água subterrânea, ele usou a área total da secção transversal da sua coluna de areia. Toda área ocupada pelos grãos de areia evidentemente não está disponível para o fluxo, sendo sua "velocidade", baseada na área total, modificada para obter a velocidade verdadeira através do meio poroso. A velocidade real ou verdadeira, é dada por

$$V_R = -K/n_{EF} dh/dx \quad (3.3)$$

o que é a velocidade de Darcy dividida pela porosidade efetiva para o fluxo, n_{EF} . Isso leva em conta a porção da porosidade total que se encontra de fato disponível para o fluxo (Bear, 1979).

A permeabilidade, K , e a porosidade efetiva, n_{EF} , serão raramente constantes ao longo de uma dada linha vertical, embora o gradiente na Eq. 3.3 possa ser constante. A aplicação destes

conceitos será mostrada no próximo capítulo.

É essa estratificação de velocidade que causa o fenômeno da dispersão dinâmica que acontece na poluição subterrânea, que resulta em tempos menores de chegada de contaminantes do que os previstos na lei de Darcy. Sem os efeitos de estratificação, o contaminante espalharia somente com os efeitos da difusão molecular.

Lee e Cherry, 1979, foram os pioneiros no uso dessas técnicas e elas são agora para estudar a hidradinâmica de rios em que os pesquisadores usaram dois equipamentos de níveis de água instalados numa área em que os gradientes verticais são significantes para fins de estudar os lentos fluxos verticais que atravessam esses leitos.

Em problemas de contaminação de água subterrânea, a estimativa do tempo em que levará um poluente para que se desloque do ponto A para o ponto B é de interesse dos engenheiros envolvidos na proteção do meio ambiente. Foram feitos cálculos para determinar se as taxas de contaminação poderiam ter-se movido até um determinado ponto, num certo intervalo de tempo, para que a lei de Darcy associada à porosidade efetiva para fluxo é usada. A velocidade calculada, contudo, leva em consideração somente os efeitos de fluxo como se todas as partículas estivessem movendo-se à mesma velocidade da água e ao longo da mesma frente. A velocidade real calculada (Eq. 3.3) representa o valor médio, linear, do centro de massa de um pulso de contaminante. Devido aos caminhos tortuosos percorridos pela água subterrânea através de um determinado solo, uma parte da água irá

mover-se relativamente mais rápido do que a velocidade média, enquanto comparado com outra parte que movimenta-se mais lentamente. A estratificação de velocidade presente em todos os solos, associada à difusão molecular, causada pelas diferenças de concentração, resulta no espalhamento de contaminantes através do processo de macrodispersão (Bear e Verruijt, 1987).

Os papéis da isotropia, anisotropia, homogeneidade e heterogeneidade do solo são como seguinte: se as componentes de permeabilidade do solo (K_x, K_y, K_z) são iguais num certo local, o solo é caracterizado como isotrópico. Por outro lado, o solo é anisotrópico se a permeabilidade depender da direção num determinado ponto do aquífero. Numa formação homogênea, a permeabilidade pode ser isotrópica ou anisotrópica, mas essa característica não varia de um local para outro do aquífero, enquanto nas formações heterogêneas, que é uma regra da natureza, a permeabilidade varia de um local para outro.

3.4 - A Generalização da Lei de Darcy

As relações na Eq. (3.4) são necessárias para derivar a equação tridimensional de estado não permanente de fluxo de água subterrânea.

$$V_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial X} \quad V_y = -K_y \frac{\partial H}{\partial Y} \quad V_z = -K_z \frac{\partial H}{\partial Z} \quad (3.4)$$

A lei de Darcy pode ser expressa com os efeitos dominantes, em termos da densidade do fluido e da permeabilidade intrínseca, k (Eq. 3.5).

$$V_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial X} = -\frac{k\gamma}{\mu} \frac{\partial}{\partial X} \left[\frac{P}{\gamma} + Z \right] = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial}{\partial X} [P + \rho g Z] \quad (3.5)$$

A lei de Darcy (Eq. (3.2)) pode ser escrita para meio homogêneo e isotrópico, quando o meio se torna na forma (Bear 1972):

$$\left. \begin{aligned} q_x &= K_{xx}J_x + K_{xy}J_y + K_{xz}J_z \\ q_y &= K_{yx}J_x + K_{yy}J_y + K_{yz}J_z \\ q_z &= K_{zx}J_x + K_{zy}J_y + K_{zz}J_z \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

Na Eq. (3.6) acima, q_x , q_y e q_z são componentes nas direções x , y e z respectivamente, q = vazão específica, J_x , J_y , J_z = componentes dos gradientes hidráulicos, K_{xx} , K_{yy} , K_{zz} = 9 coeficientes constantes.

Os nove coeficientes que aparecem na Eq. (3.6) são componentes de tensoriais de permeabilidade no meio anisotrópico (Bear, 1972).

Simbolicamente podemos escrever:

$$[K] \equiv \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix}; \quad [K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

envolvendo 9 e 4 componentes nos fluxos tri e bidimensionais, respectivamente.

Existem na realidade somente seis componentes distintos no fluxo tridimensional, enquanto no fluxo bidimensional, teremos três componentes, com os quais realmente se definem completamente a permeabilidade.

O tensor da permeabilidade é simétrico, assim, $k_{xy} = k_{yx}$, $k_{xz} = k_{zx}$ e $k_{yz} = k_{zy}$. Portanto, existem 3 componentes úteis para fluxo tridimensional e 2 componentes úteis para fluxo

bidimensional.

Quando a permeabilidade da matriz expressa por K é independente do sistema das coordenadas, a grandeza dos componentes K_{ij} dependem do sistema escolhido das coordenadas. Em tês direções ortogonalmente relacionadas, chamado direções principais do meio anisotrópico, os componentes serão $k_{ij}=0$ para $i \neq j$ e $k_{ij} \neq 0$ para $i=j$.

A equação:

$$[K] \equiv \begin{bmatrix} K_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & K_{zz} \end{bmatrix}; \quad [K] \equiv \begin{bmatrix} K_{xx} & 0 \\ 0 & K_{yy} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

reduz-se para:

$$q_x = K_x J_x, \quad q_y = K_y J_y, \quad q_z = K_z J_z \quad (3.9)$$

onde $k_{xx} = k_x$, $k_{yy} = k_y$ e $k_{zz} = k_z$

3.5 - Equação de Dupuit - Extensão da lei de Darcy para Aplicação Prática

Um aquífero composto com camadas horizontais exhibe anisotropia quando a permeabilidade na direção normal às camadas é menor que o valor da permeabilidade na direção paralela (Bear, 1972).

A equação de Dupuit (1863) é um artifício poderoso e uma ferramenta simples para ser usada pelos engenheiros em soluções dos problemas ligados com os aquíferos não confinados. A equação pressupõe declividades suaves da superfície freática. A vazão que atravessa uma área unitária, q_u , está dada pela lei de Darcy

$$q_x = -K \frac{dQ}{ds} = -K \frac{dz}{ds} = -K \sin \theta \quad (3.10)$$

Um θ pequeno pode ser substituído por $\tan \theta$, assim pela declividade dh/dx . A suposição que θ é pequeno significa que as linhas de fluxo são quase horizontais (Fig. 3.2a), assim $Q = Q(x)$ em vez de $Q = Q(x, z)$. Então a equação não se aplica.

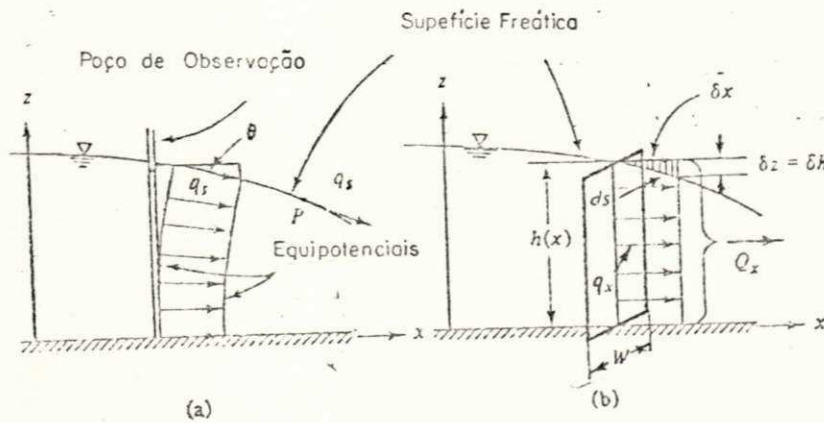


Fig. 3.2 - As Suposições de Dupuit (1863)

Em Geral, a altura piezométrica $h = h(x, y)$, onde:

$$q_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}; \quad q_y = -K \frac{\partial h}{\partial y}; \quad h = h(x, y) \quad (3.11)$$

ou

$$q = -K \nabla^2 h; \quad \nabla^2 () \equiv \left\{ \frac{\partial ()}{\partial x} \right\} \cdot x + \left\{ \frac{\partial ()}{\partial y} \right\} \cdot y \quad (3.12)$$

A medida que " Q " é igual, independente da elevação, a descarga total correspondente que atravessa uma seção vertical de largura w , normal a direção do fluxo (Fig. 3.2b) é:

$$Q_x = -KWh\partial h/\partial x, Q_y = -KWh\partial h/\partial y; \quad h = h(x,y) \quad (3.13)$$

Ou na forma vetorial compacta, podemos expressar Q como:

$$Q = -KWh\nabla h = -KWV'(h^2/2) \quad (3.14)$$

Por largura unitária teremos:

$$Q' \equiv Q/W = -Kh\nabla h = -KV'(h^2/2) \quad (3.15)$$

Nas equações 3.13, 3.14, 3.15, o fundo do aquífero é supostamente horizontal. Na maioria dos casos, as suposições de Dupuit podem ser tratadas como aproximações razoáveis em algumas regiões, onde o valor de Q é realmente pequeno e/ou o fluxo é essencialmente horizontal.

Uma vantagem importante, empregado pelas suposições de Dupuit é que $Q = Q(x,y,z)$, tendo sido substituído pela expressão $h = h(x,y)$, em que Z não aparece como uma variável independente. Além disso, a medida que a um ponto na superfície freática, $p = 0$ ou $p =$ pressão atmosférica e $Q = h$, a linha vertical através deste ponto também é uma linha equipotencial em que $Q = h =$ cte. Em geral, h varia também com o tempo a medida que $h = h(x,y,t)$.

Para melhor entendimento das suposições de Dupuit, uma integração da expressão exata do fluxo num aquífero freático onde $Q = Q(x,y,t)$ ao longo da seção vertical a partir do fundo do aquífero daria $\eta = \eta(x,y)$, o que não é necessariamente horizontal

à superfície freática a uma elevação $h=h(x,y,t)$. Para um fluxo na direção X positiva, supondo $K=cte$ ou $K=K(x,y)$ teremos

$$\begin{aligned} Q'_x &= \int_{\eta(x,y)}^{h(x,y,t)} q_x dz = -K \int_{\eta(x,y)}^{h(x,y,t)} (\partial\phi/\partial x) dz \\ &= -K \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta}^h \phi dz - \phi \Big|_h \frac{\partial h}{\partial x} + \phi \Big|_{\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \right\} \\ &= -K \left\{ \frac{\partial}{\partial x} [(h-\eta)\bar{\phi}] - \phi \Big|_h \frac{\partial h}{\partial x} + \phi \Big|_{\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \right\} \end{aligned} \quad (3.16)$$

onde a altura média é $\bar{\phi} = 1 / (h - \eta) \int_{\eta}^h \phi dz$

que reduz-se para

$$Q'_x = -K(h-\eta) \frac{\partial h}{\partial x}, \quad \text{ou } Q' = -K(h-\eta) \nabla h \quad (3.17)$$

o que será o mesmo que (3.15), escrito para um fundo não horizontal.

Para fundo horizontal, $\eta = 0$, a Eq. (3.16) se torna:

$$Q'_x = -K \frac{\partial}{\partial x} (h\bar{\phi} - h^2/2), \quad \text{ou } Q' = -K \nabla (h\bar{\phi} - h^2/2) \quad (3.18)$$

Comparando as Eq.s 3.18 e 3.15 observamos que a expressão $(h\bar{\phi} - h^2/2)$ pode ser substituída por $h^2/2$ da suposição do Dupuit. O erro reduz-se a zero com ϕ aproximando-se de h (Bear, 1972).

3.6 - Fluxo Permanente num Aquífero Livre

A Fig. (3.3) a seguir mostra o caso do fluxo permanente no meio homogêneo de um aquífero livre. A descarga total na direção X por largura unitária através de uma seção vertical da altura $h(x)$ dado por (3.15) se torna como:

$$Q'_x \equiv Q' = qh(x) = -Kh(x) dh/dx = \text{const.}; \quad Q' dx = -Kh(x) dh \quad (3.19)$$

Com condições de contorno $h=h_0$ a $h=h(x)$ a uma distância X teremos

$$Q' \int_{x^*=0}^x dx^* = -K \int_{h^*=h_0}^{h^*=h(x)} h^*(x^*) dh^*; \quad Q' x = K \frac{h_0^2 - h^2(x)}{2} \quad (3.20)$$

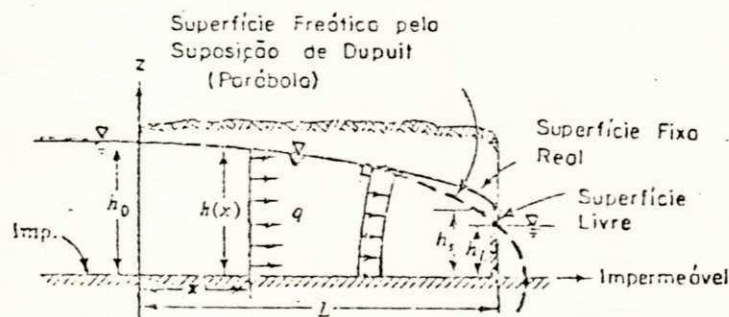


Fig. 3.3 - Fluxo Permanente não confinado
Entre Dois Reservatórios

A Eq. (3.20) define a superfície freática, $h=h(x)$, como uma parábola que passa pelos pontos $x=0$, $h=h_0$.

Quando $h(x)$ está a uma distância x podemos usar a Eq. 3.20 para obter Q' (obviamente caso K seja conhecido).

A condição de contorno no outro lado será $x = L$, porém é mais complicada. Uma vez que a superfície freática aproxima a margem externa do lado jusante do domínio do fluxo, a superfície terminará sempre a um ponto acima do nível d'água (exposta), Fig. (3.3). Os pontos A e B da Fig. (3.4) são tais pontos explicados. O segmento AB da margem acima do nível d'água do reservatório e abaixo da superfície freática é chamado face do fluxo subterrâneo. Ao longo desta face a água aparece como uma fonte exposta a pressão atmosférica, assim, minando água. No caso do aquífero em estudo em Juripiranga, porém, não existe tal superfície livre devido ao pequeno gradiente hidráulico, $dh/dx = i$, sendo "i" gradiente da linha freática com x .

As suposições de Dupuit, não tratam-se de tal presença de superfície e assim a superfície freática passará pelo ponto $x = L$ e $h = h_L$. Usando a condição jusante da margem teremos a equação governante de Dupuit-Forchheimer (1863), para cálculo da vazão, como:

$$Q' = K \frac{h_0^2 - h_L^2}{2L} \quad (3.21)$$

A superfície freática parabólica será portanto a linha cheia. Enquanto a superfície ou a linha freática deve ser

tangencial a linha horizontal a $x = 0$ e também tangencial a superfície vertical a $x = L$, existe uma anomalia no caso para a linha freática parabólica que terá um gradiente de $dh/dx|_{x=0} = -Q'/Kh_0$ e a $x = L$ a face exposta à atmosfera é desprezado. Na ausência da face livre, a teoria exata da margem freática e da aproximação de Dupuit serão coincidentes. Como regra simples podemos dizer que para as distâncias maiores que 1,5 a 2 vezes a altura do domínio do fluxo, a equação de Dupuit tem precisão suficiente pelo menos para o cálculo da vazão, se não fosse as elevações freáticas (Bear, 1972).

O limite superior da zona subterrânea pode ser fixo através dos níveis piezométricos registrados nos poços de observações, contudo exige uma investigação do fluxo subterrâneo na direção horizontal.

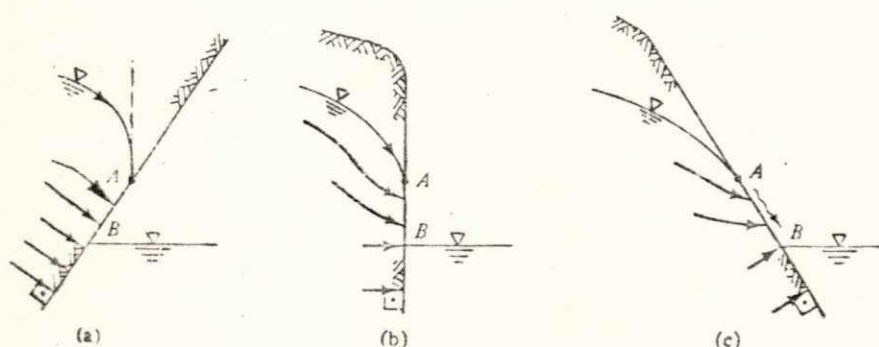


Fig. 3.4 - Condições de Saída das Linhas de Fluxo
- Superfície Livre (AB) -

Para simplificar a análise hidráulica podem ser consideradas como condições iniciais que

1- a velocidade é proporcional linearmente ao gradiente hidráulico (Lei de Darcy).

2- O fluxo horizontal e assim a velocidade é constante ao longo de uma seção vertical. Assim o valor numérico da velocidade pode ser calculado em função da declividade da superfície freática.

Estes conceitos, sobre fluxo subterrâneo sob condições permanentes, nos ajudarão na aplicação dos mesmos para os aquíferos a serem estudados subsequentemente.

4. - O AQUÍFERO ALUVIAL DO RIO PARAIBA EM JURUPIRANGA

4.1 - Dados Pertencentes ao Aquífero em Estudo

O aquífero em estudo pertence ao sistema das Bacias Hidrográficas conjugadas ao rio Paraíba, e se classifica a uma classe mais comumente encontrada, chamada "Aquífero Livre". Estes e outros tipos de aquíferos já foram apresentados no capítulo 2 (Caracterização e Classificação dos Aquíferos).

O Rio Paraíba tem a sua bacia hidrográfica quase que intermitente. A área contida pelos seus divisores d'água na região em pauta, mede aproximadamente 20.130 km². A bacia apresenta uma forma regular, semelhante a uma faixa, com largura média de 100 km no alto curso, que se vai estreitando gradativamente para jusante, até atingir o oceano, com uma largura de aproximadamente 60 km. A sua maior extensão, na direção leste-oeste, mede cerca de 260 km (Radam Brasil, 1982). A drenagem apresenta uma configuração predominantemente dentrítica, mas existem trechos localizados onde outros tipos são evidentes, como a radial, a angular, a paralela, etc.

O Rio Paraíba está dentro da bacia de maneira assimétrica, mais para o sul, de tal forma que só o Rio Graname aparece como afluente significativo na margem direita. Pela margem esquerda existem os rios Gurinhém, Ingá, São Pedro, Soledade, Taperoá, Sucurú e Monteiro, do baixo para o alto curso. Trata-se de um rio com uma grande extensão perene, devido a alta taxa de precipitação pluviométrica anual da área, e, ainda, graças a



reserva acumulada do açude Boqueirão, no médio curso, funcionando como regulador de sua vazão.

A bacia hidrográfica do Rio Paraíba, com 20.128 Km² contribui com 77.620 m³/Km²/ano, totalizando 1.562.365.000 m³/ano, o que representa 6,12% da água que escoar em superfície ou infiltra nos aquíferos subterrâneos da área em estudo.

4.1.1 - Aspectos Geomorfológicos da Bacia do Rio Paraíba

Geomorfologicamente ocorrem formas de relevo tabular, convexas e pediplanadas, elaboradas sobre os planaltos de Ibiapaba, Sertanejo, Borborema e Residuais, com declividades superiores a 5%, porém inferiores a 15%, podendo, desta maneira, ser ainda plenamente mecanizada.

Pedologicamente, quando apresenta estrutura prismática, embora moderada e de texturas pesadas, está caracterizada por apresentar solos de pouca a moderada profundidade. No entanto, estas propriedades físicas, relativamente deficientes, estão sempre acompanhadas de propriedades químicas altamente favoráveis. São áreas assim, que sob condições naturais têm fertilidade restrita, mas, que tem condições de responder muito bem a aplicação de fertilizantes e corretivos.

Sua cobertura florística está representada pela Estepe Arbórea Aberta ou Densa, com ou sem palmeiras, e pelo Contato Savana/Estepe Arbórea. Sua maior utilização atual está caracterizada pela exploração pecuária extensiva em meio à vegetação nativa, seguida de cultivos do algodão e culturas de subsistência.

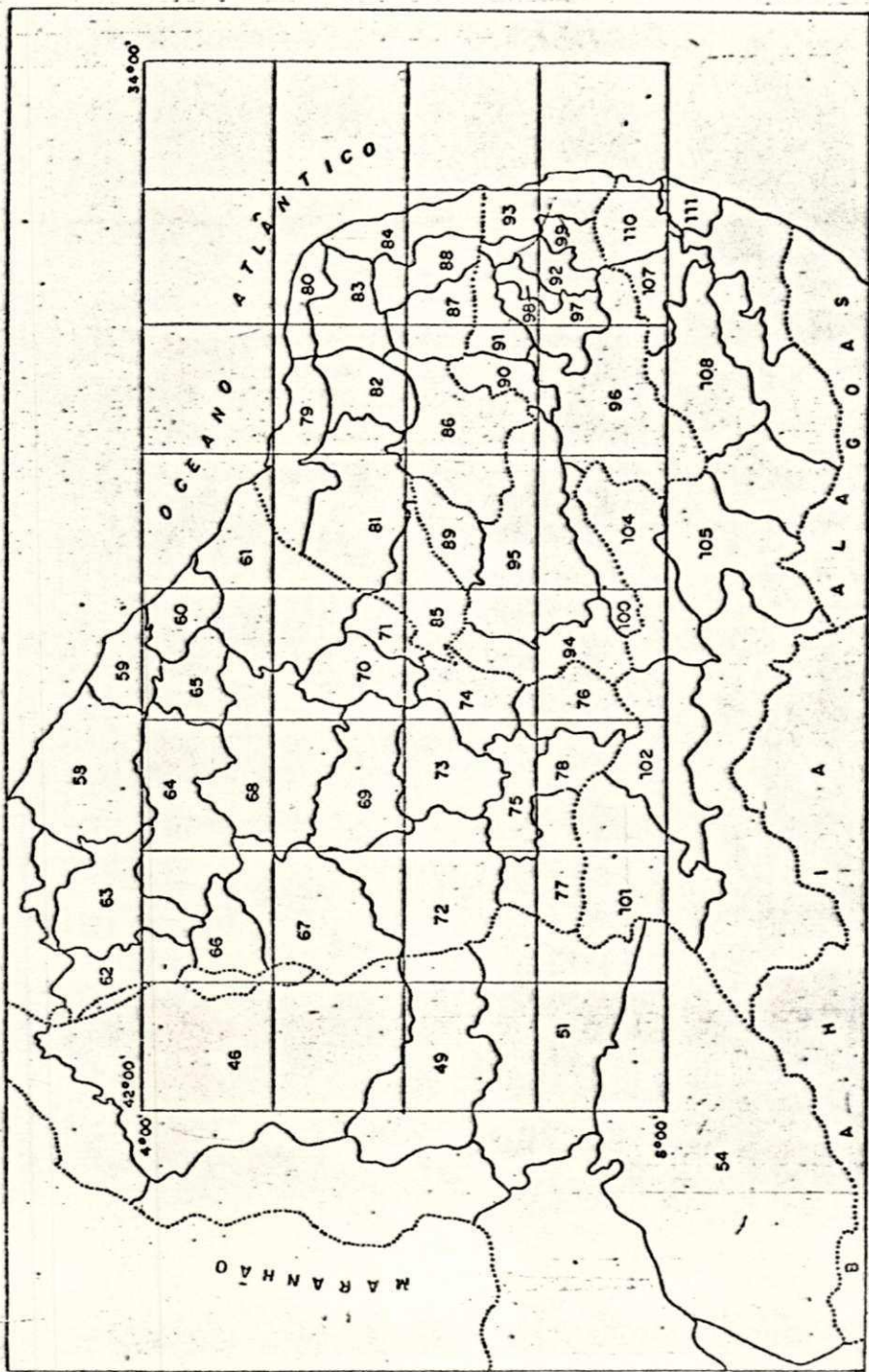


4.1.2 - Aspectos Hidrológicos e Agroclimáticos da Bacia do Rio Paraíba

Encontra-se numa faixa contínua no litoral norte-nordeste, penetrando para o interior, no sentido sudeste, no litoral setentrional, no centro-sul no extremo noroeste da Folha.

O excedente hídrico varia entre 100 e 400mm num período de 3 a 4 meses ao ano, com precipitações de 800 a 1.500 mm. A deficiência hídrica varia de 5 a 6 meses, num total de 350 mm a 750 mm ao ano. A temperatura média anual verificada nesses mesoclimas está entre 23°C e 27°C, que apresenta uma variação de 4°C, entre o litoral e as áreas mais elevadas, com média de 800 m de altitude. Está compreendida neste espaço a microrregião em pauta, MRH Agropastoril do Baixo Paraíba, (99), dentre outras (Fig. 4.1).

- O clima é subúmido na área que ocupa, na faixa costeira e pré-litorânea de nordeste a sudeste (Fig. 4.2). A vegetação primitiva, dominante é caracterizada por Formações Pioneiras, representadas por Restingas, com transição para a Região de Savana/Cerrado e Região de Floresta Estacional Semidecidual e Ombrófila Aberta, Contato de Estepe/Floresta Estacional Caatinga. É uma área de transição, onde solos, vegetação e orografia, condicionadas ao clima, se desenvolvem, surgindo aí uma área onde o criatório extensivo e a agricultura são marcantes. A cana-de-açúcar, cultivadas nos fundos dos vales e encostas, o café, cultura dos "Brejos", o fumo, agave, milho, pinha, abacate, goiaba, laranja e jaca, intercalada pelas leguminosas, se acomodam tradicionalmente nesta área.



- | | | | |
|----------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|
| 46 - Campo Major | 70 - Médio Jaguaribe | 83 - Serra Verde | 95 - Depressão do Alto Piranhas |
| 49 - Valença do Piauí | 71 - Serra do Perleiro | 84 - Natal | 96 - Cariris Velhos |
| 51 - Baixões Agrícolas Piaulense | 72 - Sertão do Inhumus | 85 - Serra Norte - Riograndense | 97 - Agreste do Borborema |
| 54 - Altos Piauí Canindé | 73 - Igatu | 86 - Sertão | 98 - Brejo Paraibara |
| CEARA | 74 - Sertão do Salgado | 87 - Borborema Potiguar | 99 - Agropastoril do Baixo Paraíba |
| 60 - Litoral de Pacajus | 75 - Serra de Carriagu | 88 - Agreste Potiguar | 100 - Serra do Teixeira |
| 61 - Baixo Jaguaribe | 76 - Sertão de Cariri | PARAÍBA | PERNAMBUCO |
| 62 - Ibiapaba | 77 - Chapada do Araripe | 89 - Catalão do Recha | 101 - Araripina |
| 63 - Sobral | 78 - Cariri | 90 - Sertão Paraibano | 102 - Salgueiro |
| 64 - Sertões de Coíndé | RIO GRANDE DO NORTE | 91 - Curimatoú | 104 - Sertão Pernambuco |
| 65 - Serra de Barutic | 79 - Salineira Norte - Riograndense | 92 - Piamontes do Borborema | 107 - Agreste Setentrional Pernambuco |
| 66 - Ibiapaba Meridional | 80 - Litoral de S. Bento do Norte | 93 - Litoral Paraibano | 108 - Vale do Ipôjuca |
| 67 - Sertões de Craiaús | 81 - Apu e Apodi | 94 - Sertão de Cojazeiras | 110 - Mata Seca Pernambuco |
| 68 - Sertões de Oukeramobil | 82 - Sertão de Angicos | | 111 - Recife |
| 69 - Sertões de Senador Pômpeu | | | |

— Localização das microrregiões na Folha SB.24/25 Jaguaribe/Natal

Fig. 4.1 - Localização e Numeração das Micro-regiões.

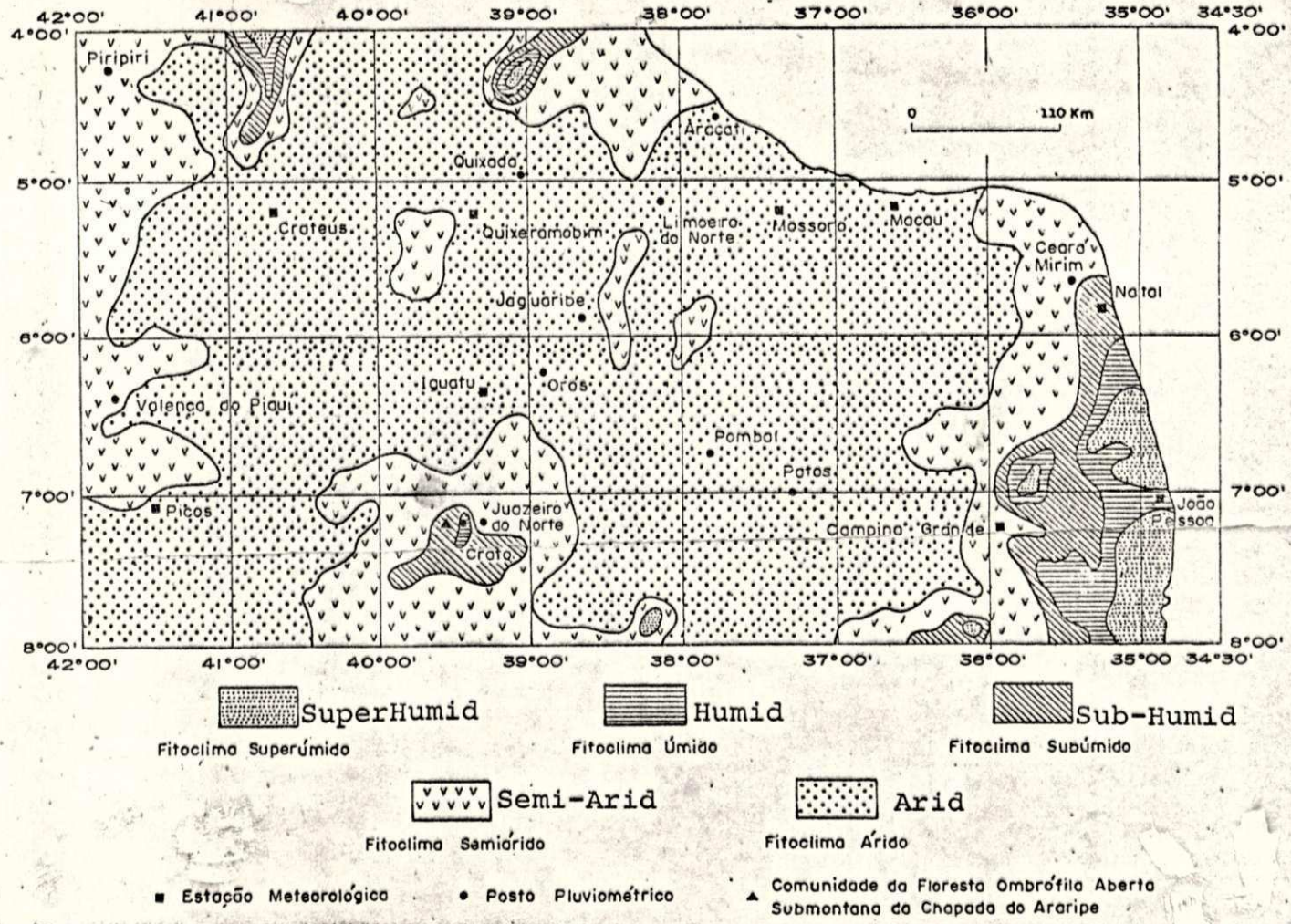


Fig. 4.2 - Mapa Fitoclimático.

No mesoclima 9 (Radam Brasil, 1982), situado no centro-sul onde as diferenças altimétricas estão em torno de 600m a 800m, a vegetação é representada pela Caatinga Arbórea Aberta e pelo contato Estepe/Savana/Floresta Estacional. Apresenta solos Litólocos eutróficos, Podzólico Vermelho-Amarelo Eutrófico e Areias Quartzosas distróficas, na Chapada do Araripe, onde é cultivada a mandioca comercialmente e está sendo introduzido o café adubado. No entanto sua utilização principal é o criatório extensivo.

4.2 - Potencial Hidrogeológico da Bacia do Rio Paraíba

a) Formação Aluvião

Os depósitos aluvionares estão posicionados no baixo curso da bacia, sobre os sedimentos do Grupo Barreiras e também sobre rochas do embasamento.

Ocupando uma área de 480 km², as aluviões tem sua maior expressão na faixa que acompanha o leito do rio Paraíba com uma extensão de 30 km e largura média de 5 km. os outros depósitos, menos expressivos, ocorrem a sul e a norte desta faixa, com uma largura média de 1 km e diversos comprimentos.

As aluviões compõe-se litologicamente de areias finas a grosseiras, cascalhos inconsolidados e argilas com matéria orgânica em decomposição. Sua espessura é muito irregular, variando na faixa de 1 a 10 m, no máximo, sendo proporcional a largura do depósito.

Esta unidade vem sendo explorada há muito tempo, através de poços amazonas, e constitui um bom aquífero para uma

rasoável demanda.

A análise da matriz de determinação numérica avaliou como bom o potencial hidrogeológico desta unidade (Tabelas 4.1 e 4.2 abaixo).

b) Formação Grupo Barreiras

Os sedimentos do grupo barreiras cobrem uma área de 2.000 km², na forma de uma ampla faixa situada próxima ao litoral. Alguns trechos estão recobertos pelas aluviões e existem segmentos mais afastados, depositados sobre o embasamento, e que foram isolados através da ação erosional.

Topograficamente, esta unidade apresenta um relevo muito suave, de platôs e declives pouco elevados. É acentuada a dissecação feita pelas águas de precipitação.

A litologia do grupo barreiras abrange arenitos finos a médios, siltitos e argilas variegadas, com níveis caulínicos e conglomeráticos, em geral maciços, com coloração avermelhada a amarelada. A formação Beberibe, da Bacia Paraíba, foi anexada a esta unidade, em virtude de sua pequena área de afloramento e também por possuir uma litologia de arenitos friáveis, siltsos e argilosos similar àquele grupo.

Os níveis grosseiros e conglomeráticos, quando sotopostos por níveis argilosos impermeáveis, funcionam como aquíferos suspensos, provocando inclusive o aparecimento de fontes nos sopés de algumas encostas.

O Grupo Barreiras tem seu potencial hídrico subterrâneo avaliado como médio, pelos dados da matriz de determinação numérica (Tabelas 4.1 e 4.2 abaixo).

TABELA 4.1

CARACTERIZAÇÃO DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS CONJUGADAS AO RIO PARAÍBA

UNIDADE	AREA	P	VP	H	C	TI	ES	ER
GEOLOGICA	(KM ²)	(MM)	(M ³)	(MM)	(M)	(%)	(MM)	(MM)
ALUVIÃO	483	1.560	75.3x10 ⁷	560	5	0.71	11.1	978
BARREIRAS	2.007	1.730	34.7x10 ⁸	480	10	0.01	2.0	1.246

TABELA 4.2 - CONTROLE DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS CONJUGADAS AO RIO PARAÍBA

UNIDADE	TRANSMISSIVIDADE - T	PERMEABILIDADE - K	CHEFICIENTE DE ARMAZEM - S	QUANTIA DE ESCURVIMENTO - U _E	RESERVA PERMANENTE - U _P	RESERVA EXPLORAVEL - R _E
GEOLOGICA	(M ² /S)	(M/S)	FRAGMENTO - S	M ³ /ANO	M ³ /ANO	M ³ /ANO
ALUVIÃO	3.0x10 ⁻³	6.0x10 ⁻⁴	5.0x10 ⁻²	2.7x10 ⁵	2.6x10 ⁷	8.6x10 ⁶
BARREIRAS	4.0x10 ⁻⁴	4.0x10 ⁻⁵	1.2x10 ⁻¹	3.1x10 ⁵	10.4x10 ⁶	3.5x10 ⁶

4.3 - Investigações Feitas pela CDRM

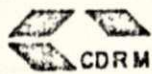
A cidade de Juripiranga fica localizada na micro-região homogênea Agropastoril do baixo paraíba, quase limite entre os estados da Paraíba e Pernambuco.

No local, as opções para o abastecimento de água da cidade utilizando manancial subterrâneo foram remotas ou inviáveis (CDRM, 1988) diante da demanda de $150 \text{ m}^3/\text{h}$ requerida, uma vez que os únicos sedimentos existentes pertencem ao Grupo Barreiras, tendo estas espessuras inaproveitáveis na produção de grandes demandas, porém, nos limites paraibanos, as opções promissoras utilizando águas subterrâneas ficam por conta da exploração dos aquíferos aluviais existentes ao longo das margens do rio Paraíba, perene na região, situados numa distância mínima de 12 km da cidade. Foi utilizando esta alternativa que a CDRM, através de convênios com a CAGEPA, realizou pesquisas por intermédio de sondagens em 2" e testes de aquífero localizado abaixo da cidade de Pilar (Fig. 4.3).

Foram selecionadas duas áreas para pesquisa, sendo a primeira por questões de energização e adução, sugerida pela CAGEPA, e a segunda indicada pela CDRM. A localização destas áreas, em relação à cidade, é mostrada na Fig. 4.3.

A área nº 1 não foi recomendada como aproveitável devido as descrições e perfis litológicos que provaram ser inútil, enquanto a área nº 2 apresentou excelentes resultados destacando-se, sobretudo, uma espessura saturada média de mais de 8,0 metros, e praticamente sem variações de fácies, com pouca variação do substrato impermeável.





DIVISÃO DE HIDROGEOLOGIA
E SONDAgens

PESQUISA DE MANANCIAL SUBTERRÂNEO
JURUPIRANGA - MARAVALHA
MAPA DE LOCALIZAÇÃO DAS ÁREAS DE PESQUISAS E PONTOS
DE AMOSTRAGEM PARA RESÍDUO SECO

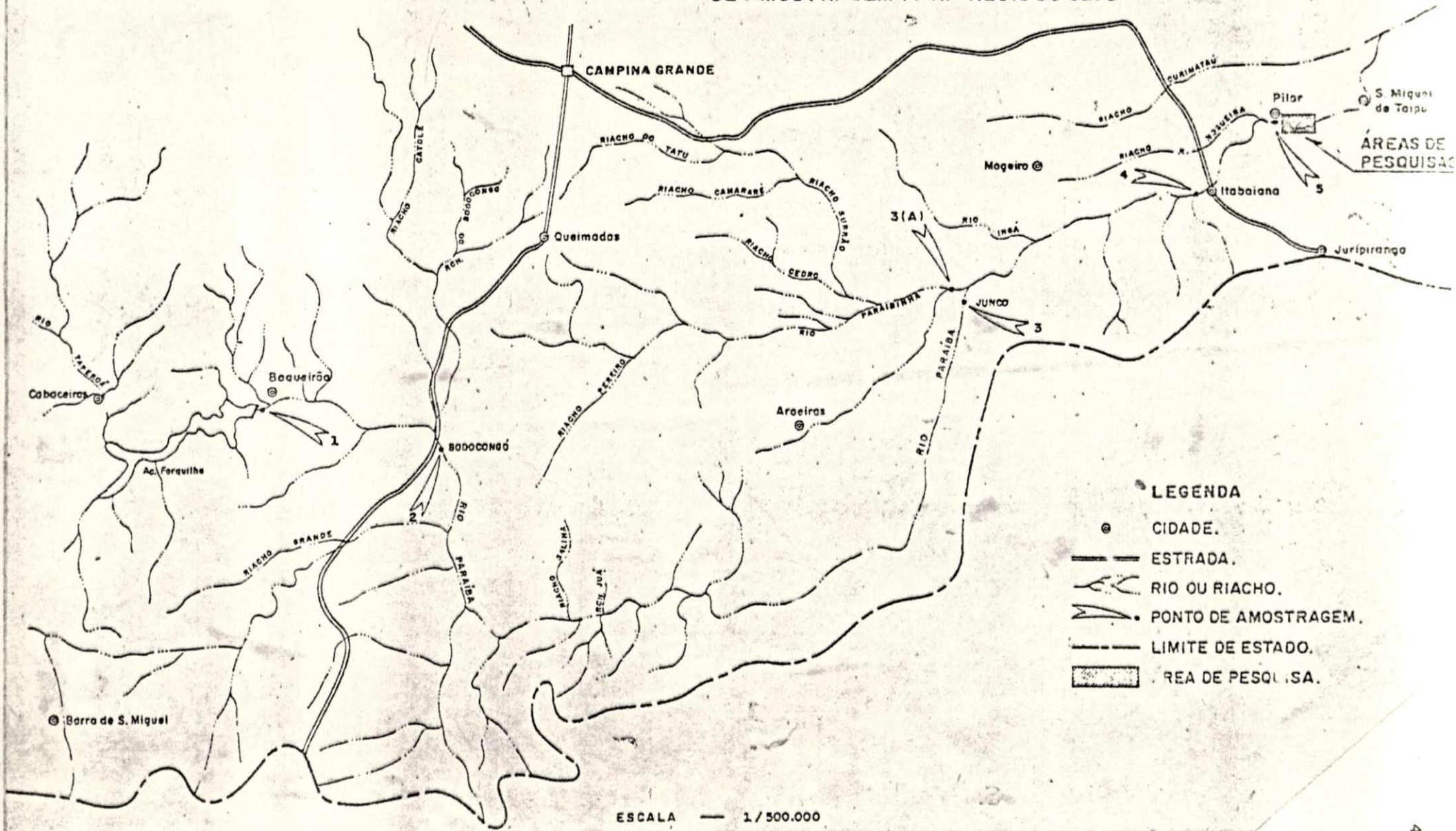


Fig. 4.3 - Localização das Áreas de Pesquisas.

Os intervalos saturados das sondagens nº 09; 12; 13; 15; 16; 17; 18; 19; 20; 21; 22 e Pz-02 tiveram as amostras misturadas e analisadas granulometricamente, tendo sido identificado um intervalo de variação de 0,15 mm até cascalho em 24% das amostras globais.

As sondagens de reconhecimento realizadas na área nº 2 (Fig. 4.4) permitiram a elaboração de dois mapas, isoessuras total e saturada, onde o de isoessura total está apresentada na Fig. (4.5), cujos resultados mostram preliminarmente a otimização da área, quer seja para perfuração de poços tubulares rasos, ou mesmo poços "Amazonas" com ponteiros radiais, podendo-se extrair grandes vazões por unidade construída. Ressalta-se, ainda, que as cotas topográficas das sondagens foram definidas ou identificadas através de levantamento topográfico (Fig. 4.5).

4.3.1 - Poço de Pesquisa e Piezômetros Instalados.

Objetivando a identificação dos parâmetros hidrodinâmicos médios do aquífero, foi construído um poço de pesquisa em tubular raso em coincidência com a sondagem de reconhecimento nº 09. As características construtivas principais desta unidade ficaram definidas como:

Profundidade: 13,10 m. Diâmetro de perfuração: 10". Diâmetro de revestimento: 6". Filtro inox e espiralado com 2mm de abertura. Os desenvolvimentos foram feitos com bomba centrífuga diesel, e no final dos trabalhos os tubos e filtros foram sacados.

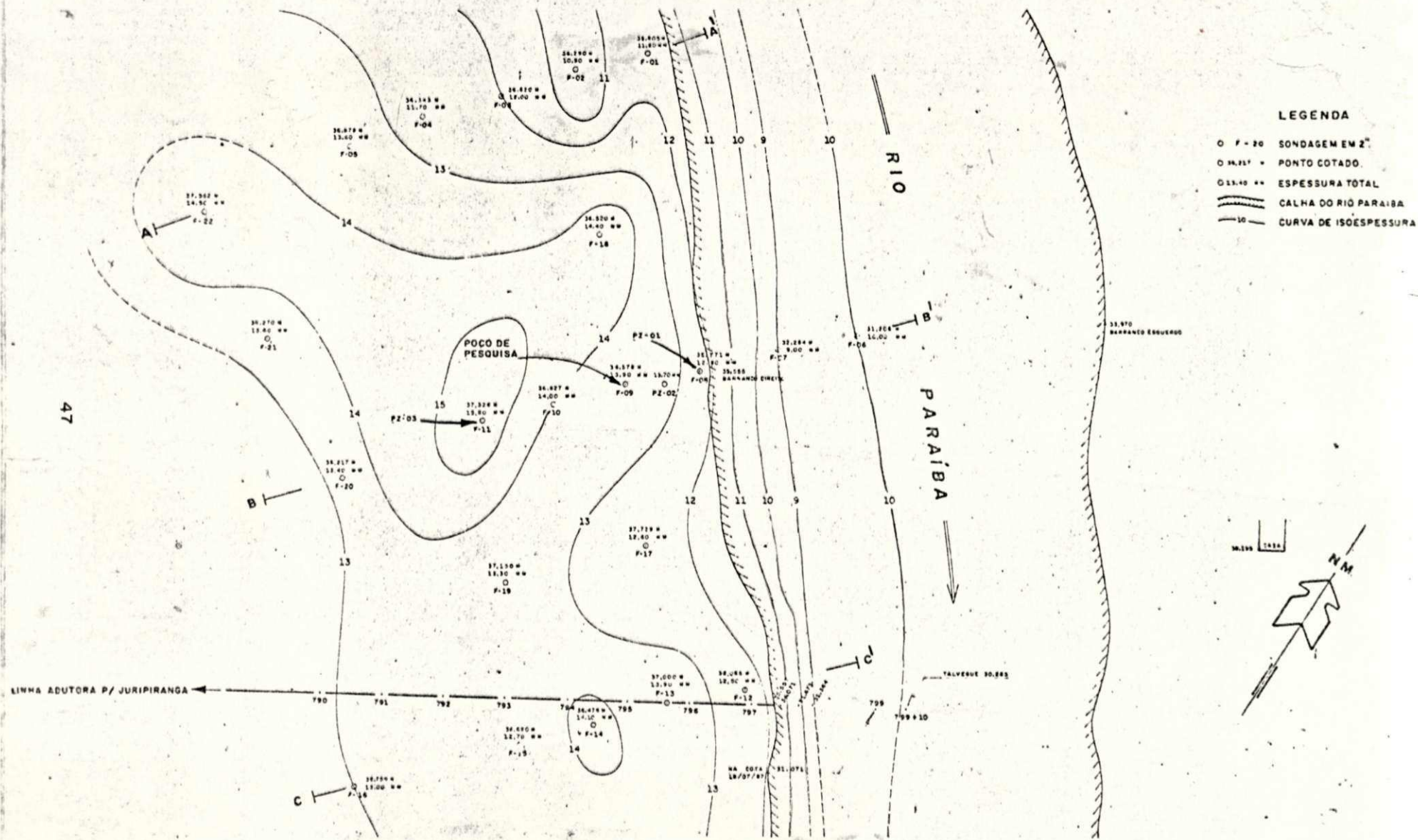




ÁREA - 2.
FICHA DE LOCAÇÃO DE POÇO

MUNICÍPIO: Pilar LOCALIDADE: Maravilha PROPRIETÁRIO: Alcides Vieira INTERESSADO: CBM/CAGEPA DATA DA VISITA: 26.05.87. POSSIBILIDADE DE INUNDAÇÃO: Existente ELETRIFICAÇÃO: a 200 m DISTÂNCIA À CIDADE: 12 Km	FOTÓTIPO: FAB - 08 AEROFOTO: 960/961 ESCALA: 1/50.000 MAPA BASE: FOLHA: ESCALA: COORDENADAS GEOGRÁFICAS: LAT S LONG W
ACESSO	
CROQUI	
DADOS ADICIONAIS	
Informante no local - Otaviano da Silva - José Carlos (Administrador) Distância entre as sondagens 25,50, e 100 m.	

Fig. 4.4 - Croqui das Locações dos Poços - Pilar - PB.



47



Para observação do aquífero durante os testes realizados, foram definidos três piezômetros:

- Piezômetro nº 1. Locado em coincidência com a sondagem nº 08 com uma profundidade: 12,40 m
- Piezômetro nº 2. Locado a 12 m do poço de pesquisa e na direção da sondagem nº 08 com uma profundidade: 13,70 m e
- Piezômetro nº 3. Locado a 50 m do poço de pesquisa e em coincidência com a sondagem nº 11 com profundidade: 13,60 m.

Em ambos os piezômetros, as perfurações foram feitas em 3" e revestidos com tubos de PVC com 1" de diâmetro e ranhurados em toda a espessura saturada.

4.3.2 - Testes de Aquífero e Parâmetros Hidrodinâmicos da Afea de Estudo

O poço de pesquisa construído (Fig. 4.6) foi bombeado em um período de 24 horas (Tabela 4.3), com 12 horas de medições de recuperação, tendo sido observados os piezômetros construídos e afastados em 12, 25 e 50 metros, respectivamente. No final do bombeamento, foi coletada amostra d'água para análise físico-química completa.

Os levantamentos efetuados permitiram a identificação das características litológicas e hidrodinâmicas médias do aquífero pesquisado, destacando-se que se trata de uma unidade livre, com espessura média total de 12 metros e saturada em mais de 8 metros, predominando na parte seca areias finas e muito finas, e no nível produtor materiais de granulometria variável de areia

Tabela 4.3 - Teste de Produção.

POÇO Nº 01 (Pesquisa)						PROF: 13,50 m			Q: 26.666 m ³ /h		
MUNICÍPIO: Pilar - PB						CRIVO: 9,00 m			R:		
LOCAL: Faz. Maravalha						NE: 6,027 m			INÍCIO: 13.08.1987		
Tb: 24:00 horas						ND: 8,192 r			TÉRMINO: 15.08.1987		
HORA	T (min)	ND (m)	S (m)	Q (m ³ /h)	OS (m ³ /m ³)	RECUPERAÇÃO			Tb / T + 1		
						T	ND	S			
12:04	1	8,026	1,999	26,666	13,340	1	6,244	0,217	1,441,0		
13:05	2	8,042	2,015	26,666	13,234	2	6,235	0,208	721,0		
13:06	3	8,048	2,021	26,666	13,194	3	6,232	0,205	481,0		
13:07	4	8,051	2,024	26,666	13,175	4	6,225	0,198	361,0		
13:08	5	8,056	2,020	26,666	13,142	5	6,223	0,196	289,0		
13:09	6	8,059	2,032	26,666	13,123	6	6,219	0,192	241,0		
13:11	8	8,062	2,035	26,666	13,104	8	6,214	0,187	181,0		
13:13	10	8,067	2,040	26,666	13,072	10	6,208	0,181	145,0		
13:18	15	8,071	2,044	26,666	13,046	15	6,194	0,167	97,0		
13:23	20	8,076	2,049	26,666	13,014	20	6,184	0,157	73,0		
13:28	25	8,081	2,054	26,666	12,982	25	6,176	0,149	58,6		
13:33	30	8,086	2,059	26,666	12,951	30	6,170	0,143	49,0		
13:43	40	8,091	2,064	26,666	12,920	40	6,163	0,136	37,0		
13:53	50	8,094	2,067	26,666	12,901	50	6,159	0,132	29,8		
14:03	60	8,099	2,072	26,666	12,870	60	6,156	0,129	25,0		
14:13	70	8,101	2,074	26,666	12,857	70	6,149	0,122	21,6		
14:23	80	8,103	2,076	26,666	12,845	80	6,147	0,120	19,0		
14:43	100	8,107	2,080	26,666	12,820	100	6,136	0,109	15,4		
15:03	120	8,115	2,088	26,666	12,771	120	6,130	0,103	13,0		
15:33	150	8,123	2,096	26,666	12,722	150	6,121	0,094	10,6		
16:03	180	8,126	2,099	26,666	12,704	180	6,110	0,083	9,0		
17:03	240	8,134	2,107	26,666	12,656	240	6,099	0,072	7,0		
18:03	300	8,139	2,112	26,666	12,626	300	6,093	0,066	5,8		
19:03	360	8,147	2,120	26,666	12,578	360	6,088	0,061	5,0		
20:03	420	8,149	2,122	26,666	12,566	420	6,084	0,057	4,4		
21:03	480	8,153	2,126	26,666	12,543	480	6,080	0,053	4,0		
22:03	540	8,158	2,131	26,666	12,513	540	6,076	0,049	3,7		
23:03	600	8,161	2,134	26,666	12,496	600	6,076	0,049	3,4		
01:03	720	8,165	2,138	26,666	12,472	720	6,076	0,049	3,0		
03:03	840	8,169	2,142	26,666	12,449	840					
05:03	960	8,174	2,147	26,666	12,420	960					
07:03	1000	8,178	2,151	26,666	12,397	1000					
09:03	1200	8,185	2,158	26,666	12,357	1200					
11:03	1320	8,190	2,163	26,666	12,328	1320					
13:03	1440	8,192	2,165	26,666	12,317	1440					

MAR 065 - 50 BLS - 5011 - 08/84 - FFG/PAF

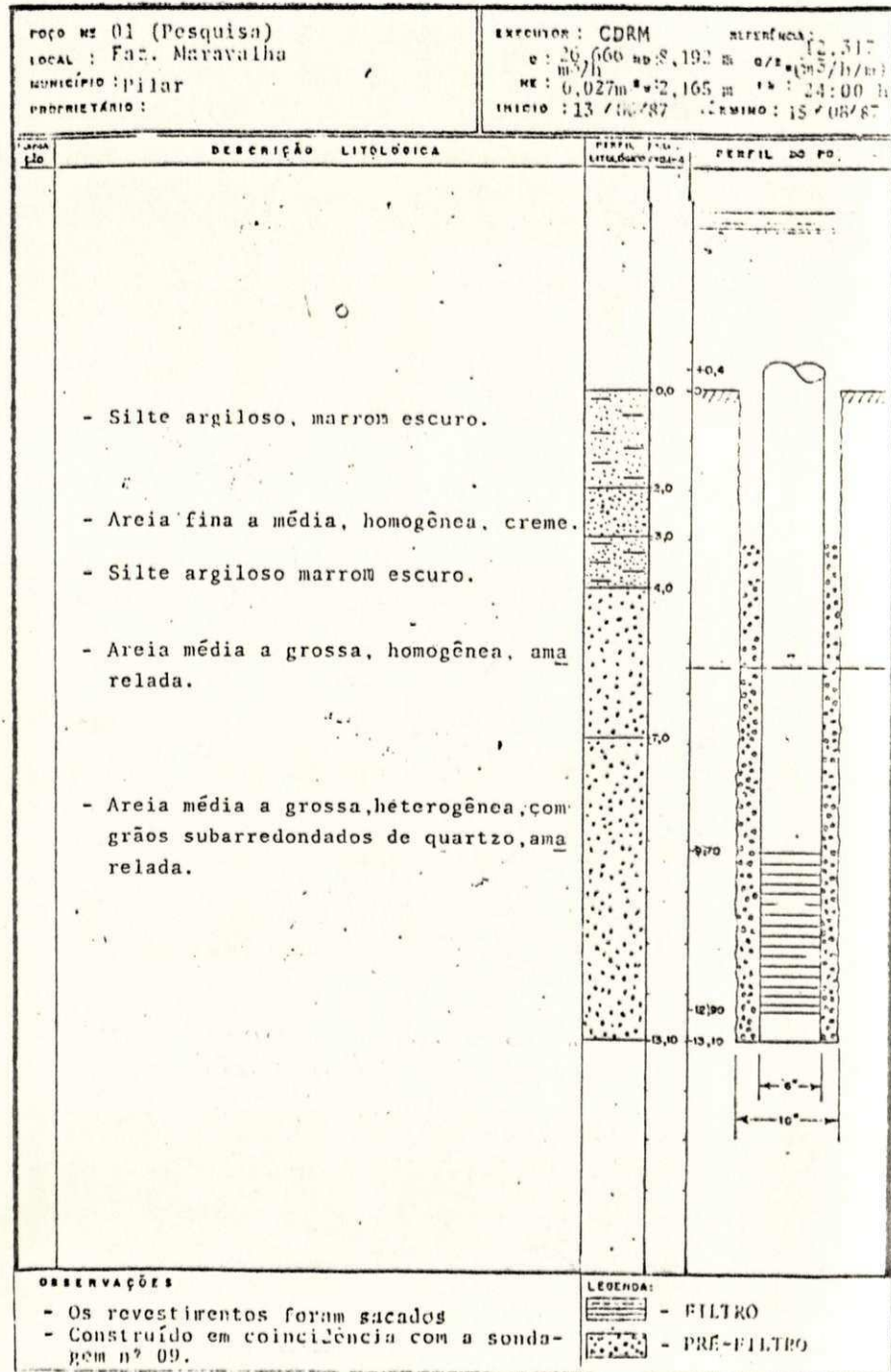


Fig. 4.6 - Perfil Litológico e Construtivo do Poço de Pesquisa - Pilar - PB

fina até cascalho, quase sem variações de fácies. Os perfis litológicos e os mapas isoessuras total e saturada evidenciaram muito bem estas afirmações.

Na identificação dos parâmetros hidrodinâmicos médios foram utilizados métodos interpretativos de JACOB (1950), BOULTON (1954) e PRICKETT (1965) e THIEM (1906) em regime transitório com recarga induzida.

No final de agosto de 1988 ficaram prontos os trabalhos de campo das pesquisas hidrogeológicas, efetuadas nos aluviões do rio Paraíba, localidade Maravalha, objetivando a identificação de condições favoráveis, para com água subterrânea atender a uma demanda de $150 \text{ m}^3/\text{h}$, exigida pela cidade de Juripiranga, estado da Paraíba. Portanto, foi com auxílio das fotografias aéreas e sondagens à percussão, feita pela firma ATECEL, que foi identificado um aquífero aluvionar tendo quase 500 metros de comprimento por 200 metros de largura e mais de 8,0 metros de espessura saturada média, isto em areias de granulometria heterogênea e variável de fina até cascalho. Os parâmetros hidrodinâmicos médios foram calculados usando os valores do quadro abaixo (Tabela 4.4).

Tabela 4.4-Parâmetros Hidrodinâmicos Médios.

ETAPAS	POÇO BOMBÉADO							POÇOS OBSERVADOS					
	NE (m)	ND (m)	Q m^3/h	SW (m)	Q/SW $\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$	tb (h)	h _o (m)	PIEZ.	NE (m)	ND (m)	SW (m)	h _o (m)	r (m)
1. ^a	6,27	8,19	26,6	2,16	12,31	24	7,50	01	4,93	5,08	0,145	7,50	25
								02	5,55	5,74	0,19	8,50	12
								03	6,70	6,755	0,050	7,50	50

4.3.3 - Qualidade Físico-Química das Águas da Área de Pesquisa

Uma comparação das amostras d'água do fluxo superficial do rio Paraíba e Paraibinha, com a dos açudes da região, mostrou que o aquífero pesquisado tem qualidade de água bem superior ao Açude Boqueirão, a montante da área de pesquisa, o qual abastece a cidade de Campina Grande-PB, onde fica localizado o Centro de Ciências e Tecnologia, Campus II, da Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande-PB.

4.4 - Delineação da Área de Estudo em Pilar-PB

4.4.1 - Seleção da Área

Os estudos de avaliação de recursos de água subterrânea dependem dos parâmetros hidrogeológicos T e S , que caracterizam a capacidade de fluxo e de armazenamento de aquíferos e de camadas confinantes. Os estudos de estimativas de poluição, prevenção e contaminação dependem criticamente das direções de fluxo e das velocidades. Esses dois últimos, por sua vez, são obtidos resolvendo-se uma equação de fluxo que usa T e S para determinar a distribuição das cargas. Para este fim de caracterizar quantitativamente o rio e o aquífero a ser estudado (que fica na beira do rio), foi selecionado dentro da área estudada pela CDRM no ano 1987, perto da cidade de Pilar - PB, o mesmo aquífero escolhido para fim de abastecimento público

SÃO BENTO

de água para a cidade de Juripiranga-PB. Enquanto a área selecionada pela CDRM tem uma extensão de 500m por 200m, somente a área entre seções AA' e CC' que formou quase um quadrado (de 193m x 189m) será pesquisada, uma vez que as 22 perfurações feitas pela CDRM se localizam entre estes limites. Estes dados serão usados para calibragem, modelação e conseqüente aplicação do artifício usado nesta dissertação.

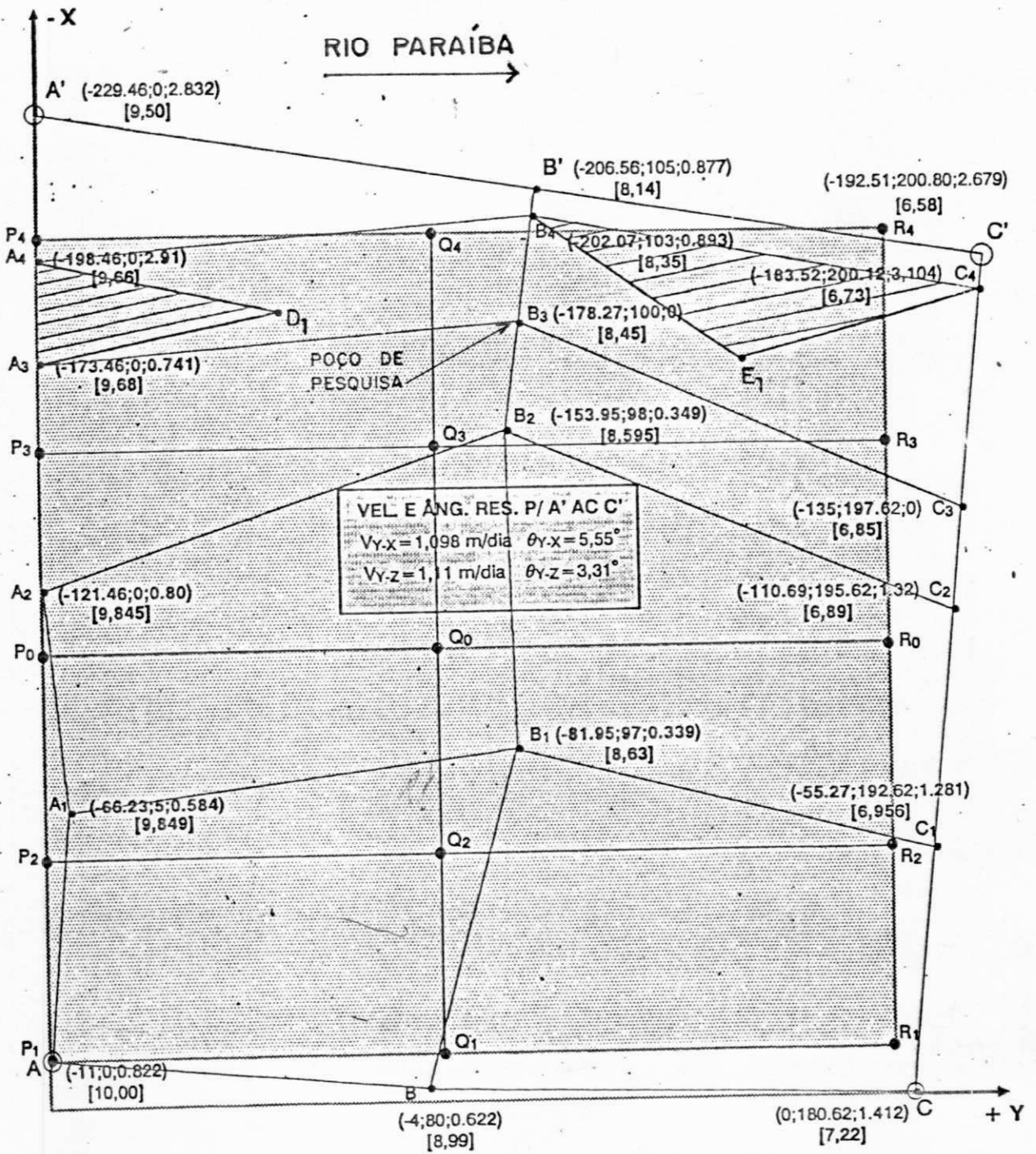
AS DUAS ÁREAS ESTUDAS; ÁREA 8 (PUCO 3)
ÁREA 3 FORMARÁM ESTANQUELOS DE 324m² e 19400 respectivamente
AS DUAS ÁREAS COM TAMBÉM AS

4.4.2 - Configuração Quadrilátera da Área de Estudo

A direção do rio, no local selecionado (Fig. 4.3), é de A' para C' (Fig. 4.5). Embora tenha sido identificada uma unidade aluvionar livre em torno de 500m de comprimento por 200 metros de largura, a área escolhida, que foi demarcada como AA', BB' e CC', não é exatamente um retângulo (Fig. 4.7), mas, se aproxima como uma série de quadriláteros irregulares com escolha irregular dos poços perfurados pela CDRM. Os poços feitos pela CDRM ao longo das linhas AA', BB' e CC' ficam quase alinhados, embora não formem figuras regulares. As cargas hidráulicas nos poços A(10m), B(8.99m) e C(7.22m) são maiores que em A'(9.5m), B'(8.14m) e C'(6.58m), localizados próximo ao rio. Os lados dos quadriláteros A'ACC' medem 216, 204 e 193, ao longo de AA', BB' e CC' (Fig. 4.7), respectivamente. Os lados paralelos ao rio, tem dimensões de 105m e 100m para A'B' e B'C'. Porém, o retângulo equivalente tem 193m em AA' e 180m em AC, sendo este subdividido com 82m para AB e 98m para BC (Fig. 4.8).

O rio Paraíba no local selecionado (Fig. 4.5 e 4.7), move-se da esquerda para a direita, à medida que sua altitude diminui

de 10,00m na entrada da bacia para 7,22m na seção mais afastada do rio, enquanto na seção mais próxima do rio (onde há uma diminuição na espessura do aquífero) as correspondentes dimensões são 9,50m e 6,88m. Os níveis correspondentes para a seção BB', no meio de AA' e CC' foram 8,99m e 8,14m. Como o rio no ponto A possui uma cota maior do que A', a água parte do aquífero e infiltra no rio. Assim o rio Paraíba no local selecionado é um rio ganhador ou rio efluente.



RIO PARAÍBA

P4 -187.46, 0, 2.9 9.66 $V_{y-x}=1.12$ $V_{y-z}=1.11$	Q4 -187.46, 82, .74 8.35 $V_{y-x}=1.33$ $V_{y-z}=1.33$	R4 -187.46, 180, 2.6 6.58
P3 -140.6, 0, 0.76 9.8 $V_{y-x}=1.53$ $V_{y-z}=1.79$	Q3 -140.6, 82, .35 8.59 $V_{y-x}=1.3$ $V_{y-z}=1.3$	R3 -140.6, 180, .775 6.85
P0 -93.73, 0, .73 9.85 $V_{y-x}=.93$ $V_{y-z}=.99$	Q0 -93.73, 82, .34 9.85 $V_{y-x}=1.47$ $V_{y-z}=1.49$	R0 -93.73, 180, 1.295 6.89
P2 -46.87, 0, .632 9.85 $V_{y-x}=2.16$ $V_{y-z}=3.5$	Q2 -93.73, 82, .34 8.59 $V_{y-z}=1.55$ $V_{y-z}=1.57$	R2 -46.87, 180, 1.305 6.96
a-0	b-82	c-180
P1 0, 0, .822 10	Q1 0, 82, .59 8.99	R1 0, 180, 1.385 7.22

Fig. 4.8 - Rede dos retângulos considerados para análise das velocidades

-x, y e z = coordenadas em metros

V_{y-x} e V_{y-z} = velocidades em m/s

4.5 - Calibragem Feita a fim de Verificar a Veracidade do Modelo Adotado

Sendo o aquífero considerado do tipo freático, o coeficiente de armazenamento não precisa entrar nos cálculos. Contudo, os coeficientes de permeabilidade, K , e transmissibilidade T , foram determinados como 0.00025 m/s e $0.00212 \text{ m}^2/\text{s}$, adotando a mesma vazão de poço de teste, $26.6 \text{ m}^3/\text{h} = 0.00741 \text{ m}^3/\text{s}$. A água que irá drenar por gravidade é a vazão específica. A Porosidade efetiva ou drenável será a água que não foi drenada por gravidade e retida na matriz. Este valor foi determinado ao nível de laboratório como $0,30$. Os valores de K_x e K_y serão considerados iguais, enquanto K_z , na direção z , será tratado 100 vezes menor que estes.

O raio de influência do poço foi determinado pela calibragem, como 65m . Assim, o método de diferenças finitas foi adotado com intervalo entre as linhas da rede $dx=dy = 65/12 = 5.42\text{m}$. Os níveis dinâmicos às distâncias de 15m , 25m e 50m foram registrados respectivamente como 6.31m , 8.32m e 8.40m .

4.6 - Análise Matemática do Problema *OK*

Nos próximos parágrafos serão discutidas as equações diferenciais parciais que descrevem o movimento da água subterrânea nos aquíferos e que serão usados a respeito do aquífero em estudo. Aqui será tratado a determinação dos

principais dados paramétricos necessários aos modelos. Nos problemas tridimensionais de estado não permanente nos aquíferos confinados, os parâmetros de maior interesse são: K_x , K_y , K_z e S_w . Nos casos de drenança entre aquíferos, pode-se também estar interessado nas permeabilidades das camadas confinantes e adjacentes. Em problemas bidimensionais, de estado não estacionário em aquíferos confinados, T_x , T_y e S serão de interesse. Porém nos aquíferos livres, em adição as permeabilidades e transmissividades mencionadas acima, é preciso avaliar a vazão específica, S_w , e porosidade efetiva, n_{ef} .

Estes parâmetros serão necessários para obtenção de uma solução analítica ou um modelo numérico de carga, que depende dos valores desses parâmetros de fluxo e armazenamento para prever a distribuição das cargas sob certas condições impostas, incluindo as taxas diferentes de bombeamento e contornos diferentes que variam de caso a caso.

4.6.1 - Métodos de testes de bombeamento para determinação de T e S em aquíferos freáticos.

Comparados aos aquíferos confinados, os aquíferos freáticos possuem poucas soluções analíticas e nenhuma leva exatamente em conta a hidrodinâmica envolvida num contorno móvel de água. Boulton (1954) foi o primeiro a apresentar uma solução analítica para a resposta retardada causada pela gravidade, característica de aquíferos livres com lençol freático em queda. Muito depois, Dagan (1967) apresentou uma complicada solução analítica para determinar a permeabilidade e a porosidade efetiva

em aquíferos livres e anisotrópicos.

Em 1974, Neuman apresentou a solução mais completa até hoje do problema de drenança dos poros em aquíferos livres. Sua solução é considerada por muitos como sendo o método de escolha quando se analisam aquíferos livres para S_w , S_u , K_H e K_V .

Hantush (1964) publicou a maioria das soluções analíticas em água subterrânea, e deu soluções analíticas para a determinação dos parâmetros do aquífero.

A equação diferencial parcial usada aqui é de Boussinesq (1904) estendida para aquíferos livres, e envolve o parâmetro transmissibilidade, T .

4.7 - Uso de Modelos Matemáticos na determinação dos Parâmetros

Para determinar a distribuição correta de T e S , deve-se começar pela seleção de um modelo analítico ou numérico (ABRH, 1989). O aquífero será modelado como homogêneo, isotrópico/anisotrópico, e uma solução analítica será usada. Neste caso, a medida que não são disponíveis informações contrárias, a geologia do aquífero será tratada como homogênea, e assim foi usado um modelo numérico que permita a entrada das distribuições de T e S obtidos pela calibragem, como um ponto inicial. Estes valores, porém, variam no espaço (Fig. 4.7 e 4.8). A maioria das equações para o teste-padrão de bombeamento feito pela CDRM (Fig. 4.6 e Tabela 4.3) e interpretados pelos métodos de Theis (1935), Cooper e Jacob (1946), Hantush e Jacob (1955), Neuman (1975) e outros, é baseada em soluções analíticas. Cada método resultou em valores diferentes.

Assim, foi usado a equação de Boussinesq (1904) para fins de calibragem. Entre os três poços de observação colocados pela CDRM, dois desses (os a 15m e 25m do poço principal) deram resultados absurdos, os rebaixamentos não conformaram com as distâncias e espessuras saturadas correspondentes do aquífero durante o processo de calibragem. O poço de observação colocado a 50m do poço principal deu resultados razoavelmente bons e assim, para fins de calibração, somente os valores de rebaixamentos no poço de teste (Fig. 4.6) e do poço a 50m foram tratados, bem como a vazão do poço. Para as espessuras saturadas efetivas, como apresentadas pela CDRM, foi calibrado o modelo.

A solução analítica expressa o rebaixamento em função de Q , T , S , r (parâmetros que variam no espaço) e t :

$$s = f(Q, T, S, r, t) \quad (4.1)$$

Dispõe-se de dados de observação de campo de s versus t a uma distância r do poço, para uma taxa de bombeamento Q . Usando-se um programa de computador para simplificar os numerosos cálculos, "adivinha-se" T e S e prevê-se s nos locais onde existem dados de campo. As experiências de campo e dados assim coletados pela CDRM ajudaram a decidir que distribuição faz mais sentido hidrogeológico.

Disponha-se de dados conhecidos de uma distribuição de carga em estimar T e S . Essa distribuição conhecida de carga será obtida através de medidas de nível de água no poço principal e naquele poço distanciado a 50m do poço principal. Os resultados de teste de bombeamento foram, portanto, úteis na determinação dos parâmetros do aquífero.

4.8 - Equação Transiente Geral de Fluxo Subterrâneo em Espaço Tridimensional

Aplicando o princípio da conservação de massa e a lei de Darcy a um volume elementar representativo de um aquífero, pode-se derivar a seguinte equação diferencial parcial tridimensional, heterogênea, anisotrópica e de estado não estacionário, para a distribuição de carga:

$$\frac{\partial}{\partial X} \left[K_{xx} \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[K_{yy} \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + \frac{\partial}{\partial Z} \left[K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \right] + W(X, Y, Z, t) = S_s \frac{\partial H}{\partial t} \quad (4.2)$$

onde H é a carga total; K_{xx} , K_{yy} e K_{zz} são os componentes principais do tensor do coeficiente de permeabilidade; S_s é o coeficiente de armazenamento específico, W representa fontes ou sumidouros de água dentro do aquífero (usualmente poços ou drenos). Em três dimensões, os poços são fontes pontuais que são matematicamente descritas por três funções delta de Dirac.

Embora em problemas bidimensionais, no plano horizontal, W possa também levar em conta drenança saindo de, ou contribuindo para aquíferos sotopostos ou sobrepostos, nos problemas tridimensionais a drenança ao longo do contorno de um aquífero deve ser considerada matematicamente através de uma condição de contorno do terceiro tipo, a ser discutido no item 4.8.1 posteriormente.

A Eq. (4.2) é conhecida como a equação fundamental do fluxo de água subterrânea. Em teoria, ela serve tanto para aquíferos confinados como para freáticos, contudo a distribuição de carga

ao longo de uma superfície exposta de um aquífero freático também equivale ou define o contorno físico superior do aquífero. Isto é considerado o método de escolha de Neuman (1975) para análise de dados de teste de bombeamento em aquíferos freáticos.

A Eq. (4.2) assume que os eixos num sistema de coordenadas retangulares coincidem com os eixos principais do tensor simétrico de segunda ordem do coeficiente de permeabilidade. Nesse caso, somente permanecem as três componentes diagonais (K_{xx} , K_{yy} , K_{zz}) do tensor de nove componentes. Isso pode sempre ser conseguido através da rotação dos eixos do sistema de coordenadas até que eles coincidam apropriadamente.

4.8.1 - Condições Iniciais e Condições de Contorno

Antes da Eq. (4.2) poder ser resolvida para a carga, devem-se definir uma condição inicial e as condições de contorno. A condição inicial tem a forma:

$$H = H(X, Y, Z, 0) \quad \text{em } t = 0 \quad (4.3)$$

Isso descreve a variação tridimensional da carga através do aquífero, quando o tempo for igual a zero na simulação. Como essa informação é frequentemente desconhecida, na prática muitos modeladores usam uma carga constante média (H_0). Ou pode-se evitar o problema de condição inicial completamente, trabalhando-se com rebaixamento ao invés de carga ($s = 0$ em qualquer ponto no $t = 0$).

Sobre as condições de contorno, as três mais utilizadas nos problemas de fluxo de água subterrânea são as de:

a) Dirichlet, em que a carga é especificada no contorno:

$$H = H(Y, Z, t) \text{ em } X = 0 \quad (4.4)$$

b) Neuman, que diz que a carga pode ser uma constante ou uma função do espaço e/ou do tempo. Os rios e lagos são exatamente casos comuns de condições de carga constante. O fluxo de água subterrânea é especificado no contorno:

$$-K_x \frac{\partial H}{\partial X} = f(Y, Z, t) \quad (4.5)$$

c) Uma combinação dos tipos Dirichlet e Neuman, que trata o fluxo $f(Y, Z, t)$ como uma taxa volumétrica por unidade de área ($m^3/m^2/dia$):

$$-K_z \frac{\partial H}{\partial Z} = \frac{K'}{b} (H_0 - H) \quad (4.6)$$

Um caso especial da condição do segundo tipo é a condição de não fluxo que ocorre nos divisores de água subterrânea e contornos impermeáveis tais como embasamento cristalino não fraturado.

A Fig. (4.9) mostra, em seção transversal e em vista em planta, um problema típico de campo, identificando-se exemplos dos três tipos de condições de contorno. Ao longo de AB, BC e CD estão os de segundo tipo, condições de não-fluxo. AD é uma condição de contorno de carga constante, do primeiro tipo, para aquífero freático. O poço de bombeamento é um sumidouro matemático e é modelado utilizando-se funções delta de Dirac, como dito no item anterior, para casos tridimensionais.

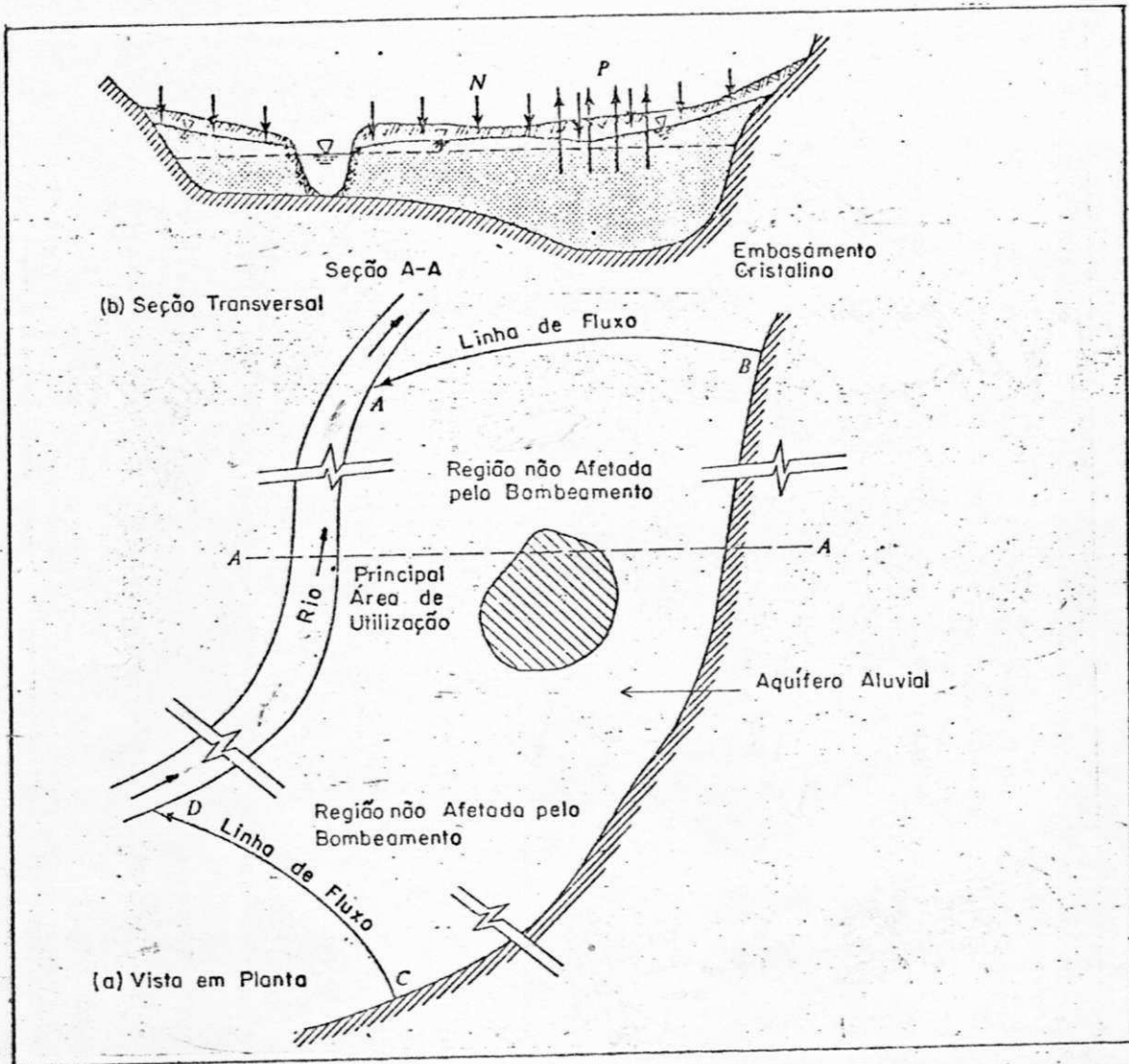


Fig. 4.9 - Tipos de Contornos do Sistema Aquífero-Rio

4.8.2 - Equações Bidimensionais de Fluxo de Água Subterrânea

Embora a maioria dos aquíferos exibam fluxo horizontal através da maior parte de sua extensão, sob condições impostas, a carga deve ser modelada com uma equação bidimensional em X e Y.

A equação bidimensional de fluxo de água subterrânea é obtida através da integração da equação bidimensional sobre a dimensão vertical, Z. Isso matematicamente elimina as variações na dimensão Z e a carga resultante é chamada de carga hidráulica ao invés de carga total. A partir dessa integração, também obtemos as definições para a transmissividade e coeficiente de armazenamento. Antes de integrarmos, começaremos definindo uma carga média na dimensão vertical:

$$\bar{H} = \frac{\int_0^b H \, dZ}{\int_0^b dZ} \quad \text{ou} \quad Hb = \int_0^b H \, dZ \quad (4.7)$$

Integramos agora a equação (4.7) sobre a espessura (dimensão vertical) do aquífero:

$$\int_0^b \left[\frac{\partial}{\partial X} \left[K_{xx} \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[K_{yy} \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + \frac{\partial}{\partial Z} \left[K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \right] + \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X-X_i) \delta(Y-Y_i) \delta(Z-Z_i) \right] dZ = \int_0^b S_s \frac{\partial H}{\partial t} dZ \quad (4.8)$$

para obtermos:

$$\left. \frac{\partial}{\partial X} \left[K_{xx} b \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[K_{yy} b \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \right|_{z=b} - \left. K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \right|_{z=0} + \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X-X_i) \delta(Y-Y_i) = S_s b \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} \quad (4.9)$$

Como X, Y e t são variáveis independentes, suas integrações com respeito a Z, uma outra variável independente, são triviais e da equação (4.9) podemos definir três novos parâmetros:

$$T_{xx} = K_{xx}b \quad T_{yy} = K_{yy}b \quad S = Ssb \quad (4.10)$$

T_{xx} e T_{yy} , com dimensões $[L^2/T]$, são chamadas de transmissividades nas direções principais X e Y. S é chamado de coeficiente de armazenamento (note que Ss é o coeficiente de armazenamento específico) e é adimensional. Agora podemos ver que o conceito de transmissividade é um pouco natural da integração da equação tridimensional de fluxo sobre a dimensão vertical Z. Se não existe integração sobre a dimensão vertical, o conceito de transmissividade não pode existir. Por essa razão, não existe T_{zz} , a transmissividade na direção Z.

4.9 - O Uso de Microcomputadores nos Modelos Matemáticos

O método usado aqui é uma combinação de microcomputadores e pacotes gráficos interativos (Cleary e Cleary, 1988) o que foi usado nesta dissertação.

O crescimento e a disponibilidade dos computadores, juntamente com uma ênfase geral na análise quantitativa nos programas das universidades, tornaram a modelação matemática uma escolha natural como ferramenta altamente atualizada de avaliação. Seria difícil encontrar hoje em dia um grande projeto de água subterrânea que não usasse modelação matemática de uma maneira ou de outra.

4.9.1 - Aplicações de Modelos Matemáticos

Existem muitas razões (ABRH, 1989) para aplicar modelos

matemáticos de água subterrânea, incluindo-se:

1. investigar alternativas de localizações de poços de abastecimento de água.

2. avaliar alternativas de descontaminação de água subterrânea.

3. compreender e prever fenômenos de fluxo e de transporte em sistema de aquíferos heterogêneos, anisotrópicos e estratificados.

4. delinear áreas de proteção da zona de contribuição do poço sob condições geológicas de heterogeneidade e anisotropia.

5. prever o destino e o transporte de contaminantes na água subterrânea.

6. otimizar o gerenciamento dos recursos de água subterrânea.

Os modelos tentam simplificar um sistema complexo como uma versão simplificada. Assim, seus resultados serão relativamente imperfeitos. Contudo, quando usados em conjunto com experiência e com dados de campo, eles nos ajudam a tomar decisões técnicas melhor do que seria possível por outros meios. Eles são particularmente úteis quando muitas alternativas são comparadas dentro de um mesmo tema. Enquanto os resultados numéricos de qualquer alternativa única podem não ser exatos, os resultados comparativos mostrando que uma alternativa será superior a várias outras são usualmente válidos.

No próximo capítulo será discutida a teoria de Pinder et ali (1981/1982) e aplicação da mesma para o aquífero em estudo.

para seleccionar as direções e grandezas das velocidades espaciais dos aquíferos não horizontais, e que tem declividade das cargas hidráulicas em duas direções.

5. - VELOCIDADES ESPACIAIS EM AQUIFERO LIVRE

(Artifício de Pinder)

5.1 - Introdução

Os dados observados nos poços de observações são como variáveis independentes, e podem estar relacionados com dados semelhantes descrevendo as mudanças temporais e espaciais.

As cargas hidráulicas, sejam uni ou bidimensionais, do nível d'água no rio podem influenciar as flutuações subterrâneas ao lado do mesmo. O fluxo, seja uni, bi ou tri-dimensional depende dos desníveis da base e da natureza das cargas. A precipitação e evapotranspiração local podem ser fatores dominantes para influenciar o desenvolvimento do nível freático. Há casos em que os efeitos governantes não podem ser claramente reconhecidos, mas, com poços de observações, podemos caracterizar o regime de uma pequena ou até grande região, através de inter-relacionamento entre poços, fazendo observações padronizadas.

Serão discutidos nos próximos parágrafos os aspectos fundamentais de causas e efeitos dos fluxos uni, bi e tri-dimensionais. Também será apresentada a teoria de Pinder (1982) para determinar e obter as velocidades espaciais para os aquíferos que tem bases não horizontais, e gradientes hidráulicos em duas direções (x-y).

5.2 - Conceitos dos Fluxos Uni, Bi E Tri Dimensionais

Serão recapitulados em seguida os conceitos fundamentais sobre os três tipos de fluxo espacial.

No fluxo unidimensional, a velocidade tem numa dada seção a mesma direção e a mesma grandeza (Fig. 5.1a), assim, os casos são raramente de interesse prático. Entretanto, o método unidimensional é aplicado em análises de fluxos entre contornos que são realmente tri-dimensionais, como um entendimento que o unidimensional pode ser tomado ao longo de uma linha central do fluxo (Daugherty & Franzini, 1965). Valores médios de velocidades, pressões, e elevações através de uma seção normal para este tipo de fluxo são considerados tipos de fluxo como um todo, e $du/dx + dv/dy + dw/dz = 0$, onde u, v e w são velocidades nas direções x, y e z. Assim a equação da continuidade, chamada de equação normal da continuidade, mesmo que possa ser aplicado para fluxo em locais com curvas no espaço e em que a velocidade varia de algumas seções normais do fluxo, quando alta precisão é requerida, as equações derivadas pelo método unidimensional requerem um refinamento para descrever as variações nas condições através da seção.

No fluxo bidimensional todas as linhas de fluxo são curvas planas e são identificadas em uma série de planos paralelos. Na Fig. (5.1b) a seção tem uma dimensão constante perpendicular ao plano da figura, como é o caso de uma barragem de terra. Desta forma a seção normal que cruza o fluxo será um retângulo desta largura constante. Se o raio total de descarga é derivada pela linha de fluxo em partes iguais, a linha de fluxo será igualmente

espaçada, resultando que a velocidade é uniforme acima do cruzamento da seção (o qual será verdadeiro em fluxo ideal exceto nas seções onde as mudanças de contorno descem).

Fluxo tridimensional é ilustrado na Fig. 5.1c em que as seções transversais não são retangulares, mas neste caso particular, circular. A seção longitudinal é tomada através do diâmetro AB, e cada linha de fluxo, em tal seção, será uma curva plana, sem nenhum componente de velocidade perpendicular da figura. Obviamente, as linhas de fluxo que não estão na seção longitudinal terão suas componentes na parte cônica do conduto. Se o fluxo é dividido em partes iguais pelas superfícies do fluxo, as linhas do fluxo (que são projeções destas superfícies sob seções diametrais de MN) não serão espaçadas igualmente.

Fluxo bidimensional oferece a vantagem que é geralmente fácil para obter diagramas descrevendo o fluxo, mas as principais aplicações são iguais ao fluxo tri-dimensional.

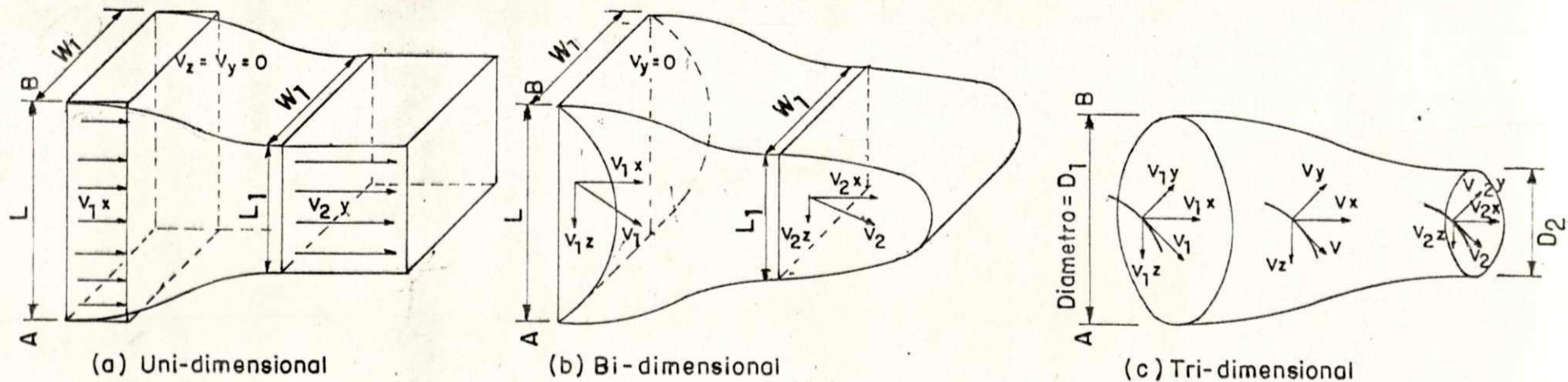


Fig. 5.1 - Representação do Fluxo Uni, Bi e Tri-dimensional em Condutos Retangulares (a) e (b) e Circulares (c).

5.3 - Aspectos Hidráulicos do Fluxo Subsuperficial Bidimensional ^{ok}

As dimensões horizontais expressas pelos símbolos X e Y na maioria dos aquíferos são medidas em dezenas ou centenas de metros, enquanto suas dimensões verticais são expressas pelo símbolo Z em frações destas. Assim, os potenciais na direção vertical terão equilíbrio relativamente rápido com relação ao potencial nas direções horizontais. O potencial torna-se, então, uma função de somente X e Y, e o aquífero é caracterizado por condições de fluxo horizontal. Sob estas circunstâncias, podem-se ignorar variações do potencial na direção z e caracterizar o fluxo do aquífero como bidimensional. O potencial, conhecido como carga hidráulica, quando varia em três dimensões, deve-se incluir a direção z. Em áreas de descarga (exemplo: rio influente, como é o caso da presente dissertação), de recarga (exemplo: rio efluente) e nas proximidades de poços parcialmente penetrantes, condições de fluxo não horizontal estão presentes. As suposições de não ocorrerem mudanças no potencial com a profundidade, torna-se menos precisas ou menos realísticas. O potencial é então chamado de carga total, embora muitos engenheiros usem o termo menos exato, carga hidráulica (Bear, 1979).

5.4 - Determinação de Componentes de Velocidades: Aproximação de ^{ok} Pinder e Abriola (1982)

Investigações em contaminantes transportes na subsuperfície frequentemente requer o cálculo das componentes da velocidade. Estes cálculos foram usados na presente análise para pesquisar o

comportamento do aquífero, em estudo sob estado permanente, para várias condições impostas em aquíferos inclinados na base e na superfície freática. Serão estudadas as aplicações do artifício de Pinder (1981/1982), para o caso de Juripiranga, PB.

Pinder publicou (1981 e 1982), com outros autores, dois artigos abrangendo o cálculo das velocidades em duas e três dimensões, respectivamente, a partir das cargas hidráulicas medidas em poços (piezômetros) aleatoriamente localizados.

5.5.1- Cálculo do Gradiente de Velocidade em Fluxo Bidimensional.⁰²

Pinder, Célia e Gray (1981) apresentaram um método sistemático de cálculo de gradientes de cargas hidráulicas com a finalidade de se descrever um modo prático para obter esse objetivo.

As locações dos poços para obtenção destas cargas são conectados por linhas retas para formar uma rede de triângulos. Acima de cada triângulo, uma superfície plana é usada para aproximar os valores das cargas. O gradiente deste plano é então tomado como gradiente hidráulico. Com valores dados de porosidade e coeficiente de permeabilidade, a velocidade do fluido pode ser calculada a partir da lei de Darcy.

Para fins de calcular velocidades no plano x-y a partir da lei de Darcy, cinco poços foram colocados como mostra a Fig. 5.2 e a Eq. 5.1 a seguir:



$$v_x = -\frac{1}{\theta} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + K_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} \right)$$

$$v_y = -\frac{1}{\theta} \left(K_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right)$$

(5.1)

ou, em notação matricial

$$\begin{bmatrix} v_x \\ v_y \end{bmatrix} = -\frac{1}{\theta} \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \end{bmatrix}$$

(5.2)

onde V = velocidade, θ = porosidade, K = coeficiente de permeabilidade e h = altura piezométrica. Em geral S e θ são conhecidos e, a partir de então o valor de h é avaliado no local. O problema é determinar o gradiente de h , isto é, dh/dx e dh/dy , desse modo podemos avaliar a Eq. 5.2.

Enquanto o gradiente de h é facilmente calculado pela configuração de poços selecionados, o problema torna-se difícil quando os poços em que os valores medidos de h são aleatoriamente localizados. Por exemplo, quando a altura é conhecida nas quatro esquinas de uma rede retangular, o método de diferenças finitas pode ser usado facilmente para obtenção de valores aproximados das derivadas dh/dx e dh/dy . Por outro lado, quando a configuração dos poços é irregular, Fig. 5.2, temos que recorrer para outras aproximações.

Entre várias técnicas que estão disponíveis, o procedimento descrito pelos autores daria uma simples e viável conceituação para fácil implantação no computador.

5.5.1.1 - Descrição do Procedimento Teórico^{o2}

Para iniciar o procedimento proposto, os autores uniram vários poços por linhas retas para formar triângulos (Fig. 5.2).

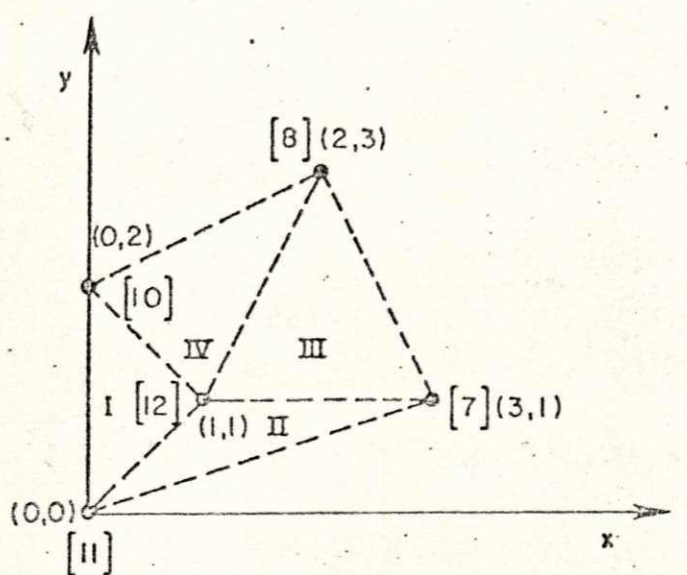


Fig. 5.2 - Discretização Triangular para o Cálculo de Velocidades.

NOTA: Os números entre parenteses representam as alturas medidas, enquanto os números em algarismos romanos representam os triângulos. São dadas também as coordenadas para cada poço.

Isto é vantajoso desde que o ângulo interno não seja muito pequeno para desenhar o triângulo. Acima de cada triângulo os autores definiram uma interpolação linear, isto é, ajustaram uma superfície plana entre os três valores de alturas definidas nas esquinas dos triângulos. O gradiente desta superfície também dá uma aproximação para o atual gradiente hidráulico dentro de cada triângulo (Fig. 5.3).

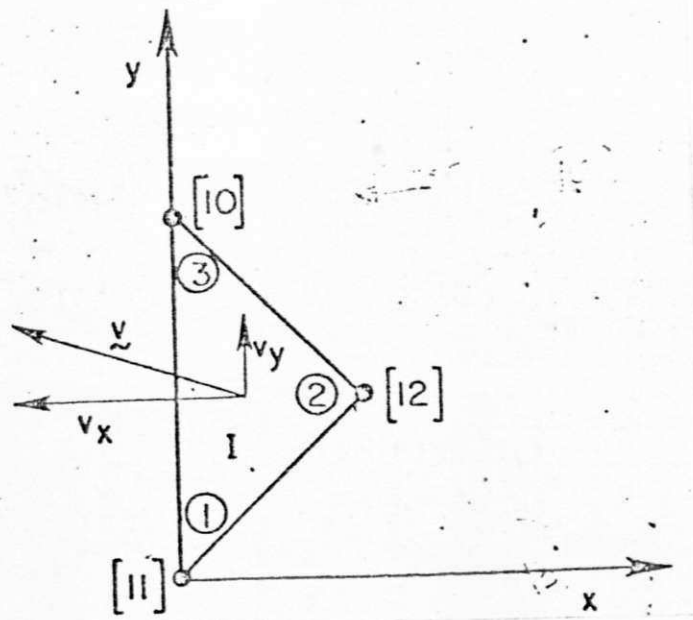


Fig. 5.3. Descrição do Triângulo I com os Poços Locados Numerados de 1 até 3.

NOTA: Os vetores velocidades resultantes são obtidos no centro do triângulo.

Para cada triângulo, os três vértices são enumerados de um a três no sentido anti-horário em volta do triângulo. Uma interpolação linear acima do triângulo é então definida como:

$$h \approx \hat{h} = \sum_{j=1}^3 H_j \phi_j \quad (5.3)$$

onde H_j é o valor da altura medida no poço j ($j=1,2,3$) e ϕ_j é função da interpolação correspondente. A forma linear geral para ϕ_j é

$$\phi_j = a_j + b_j x + c_j y \quad (5.4)$$

A medida que h torna-se igual a H_j no poço j , podemos resolver para coeficientes não conhecidos a_j , b_j , c_j .

Por exemplo, no poço 1, $R_1=1$ enquanto $R_2=R_3=0$, isto é, $h=H_{P_1}$. Assim nós podemos formular R_1 como:

$$\begin{array}{l} \phi_1 = 1 = a_1 + b_1 x_1 + c_1 y_1 \quad \text{no poço 1} \\ \phi_1 = 0 = a_1 + b_1 x_2 + c_1 y_2 \quad \text{no poço 2} \\ \phi_1 = 0 = a_1 + b_1 x_3 + c_1 y_3 \quad \text{no poço 3} \end{array} \quad (5.5)$$

onde o poço j^{a} tem coordenadas (X_j, Y_j) . Em notação matricial, a Eq. 5.5 torna-se:

$$\begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

A resolução por Cramer resultará na Eq. 5.7

$$\begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} x_2 y_3 - x_3 y_2 \\ y_2 - y_3 \\ x_3 - x_2 \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

onde A é a área do triângulo dada por

$$A = \frac{1}{2} \det \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

Com as Eqs. 5.7 e 5.4, vem:

$$\phi_1 = \frac{1}{2A} [(x_2 y_3 - x_3 y_2) + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y] \quad (5.9a)$$

Da mesma maneira, obtemos:

$$\phi_2 = \frac{1}{2A} [(x_1 y_2 - x_2 y_1) + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y] \quad (5.9b)$$

$$\phi_3 = \frac{1}{2A} [(x_3 y_1 - x_1 y_3) + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y] \quad (5.9c)$$

Assim dh/dx e dh/dy serão calculados como segue:

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx \frac{\partial \hat{h}}{\partial x} = \sum_{j=1}^3 H_j \frac{\partial \phi_j}{\partial x} = \frac{1}{2A} [H_1(y_2 - y_3) + H_2(y_3 - y_1) + H_3(y_1 - y_2)] \quad (5.10a)$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} \approx \frac{\partial \hat{h}}{\partial y} = \frac{1}{2A} [H_1(x_3 - x_2) + H_2(x_1 - x_3) + H_3(x_2 - x_1)] \quad (5.10b)$$

Portanto, podemos calcular a velocidade usando a Eq. 5.11

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial h}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial y} \end{bmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} (y_2 - y_3) & (y_3 - y_1) & (y_1 - y_2) \\ (x_3 - x_2) & (x_1 - x_3) & (x_2 - x_1) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

5.5.2 - Cálculo de Velocidade em Espaço Tridimensional a Partir das Medidas das Alturas Piezométricas.

Quando um sistema aquífero mostra um significativo gradiente da carga vertical, como é o caso da área em estudo, é geralmente necessário considerar as componentes espaciais de velocidade (em três dimensões).

A metodologia adotada por Pinder et alii (1981) para calcular componentes de velocidade em duas dimensões já foi apresentada no item anterior, usando triângulos lineares, adotados a partir da Teoria de Elementos Finitos. Abriola e Pinder (1982) estenderam estes conceitos para considerar um campo de velocidade tridimensional calculado a partir de uma rede de poços encobertos com diferentes elevações das bases, bem como das alturas piezométricas.

O método de Abriola e Pinder (1982) descreve uma sistemática para se estimar os componentes da velocidade em três dimensões, a partir das alturas piezométricas. Nessa tentativa grupos de quatro pontos medidos foram conectados para formar

tetraedro (Fig. 5.4). Um programa de interpolação linear foi usado para obter uma estimativa do gradiente hidráulico para cada tetraedro. A aplicação da Lei de Darcy, assim, produz os valores dos componentes de velocidade desejados.

5.5.2.1 - Desenvolvimento Teórico das Componentes v_k

As componentes de velocidades subterrâneas num aquífero anisotrópico são dados por:

$$v_x = -\frac{1}{\theta} \left[k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (5.12a)$$

$$v_y = -\frac{1}{\theta} \left[k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (5.12b)$$

$$v_z = -\frac{1}{\theta} \left[k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (5.12c)$$

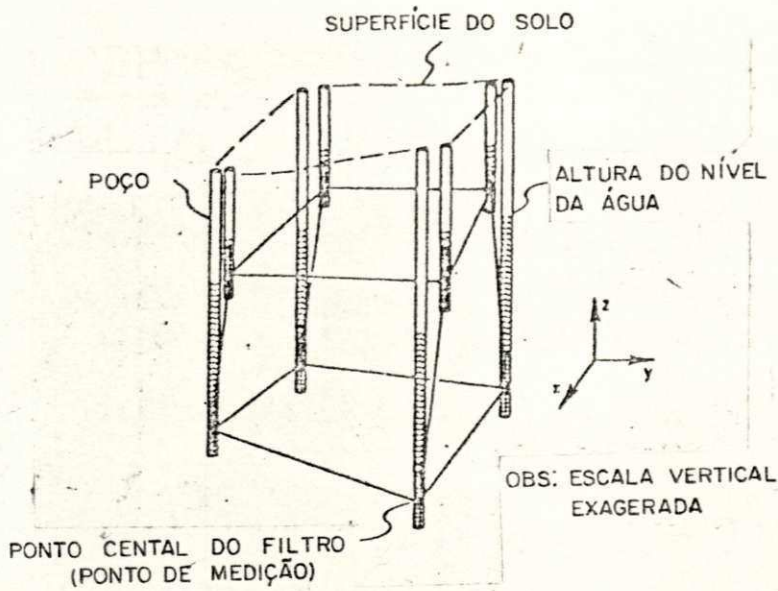
onde: h = altura hidráulica [L];

$k_{xx}, k_{xy}, k_{xz}, \text{etc.}$ = componentes do tensor da condutividade hidráulica, K [LT^{-1}];

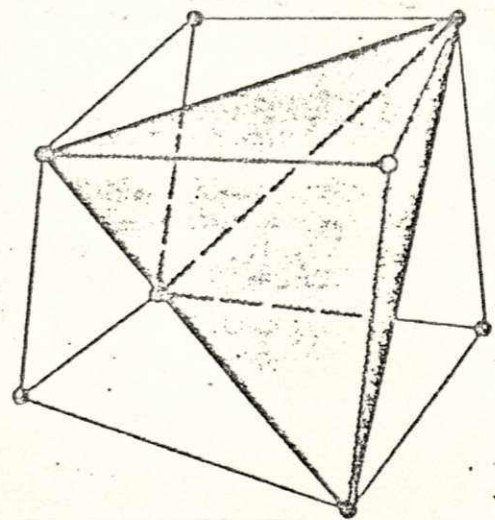
v_x, v_y, v_z = componentes direcionais da velocidade linear média, V [LT^{-1}];

$n_{ef} = \theta$ = porosidade efetiva

Com K e θ conhecidos, podem ser calculados componentes da velocidade partindo das equações acima, caso o gradiente hidráulico seja conhecido.

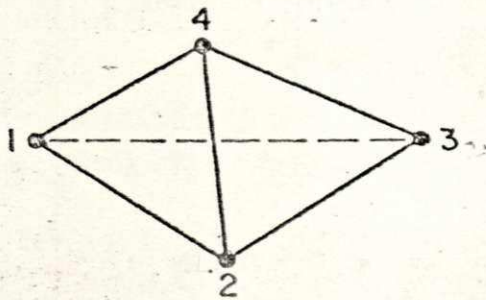


a) LOCAÇÃO DOS PONTOS MEDIDOS.

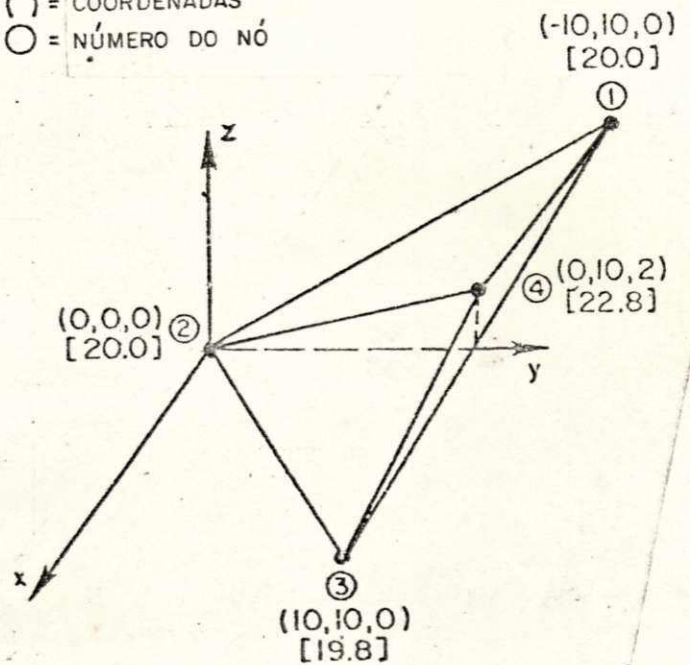


b) FORMAÇÃO DO TETRAEDRO.

[] = VALOR DA CARGA
 () = COORDENADAS
 ○ = NÚMERO DO NÓ



c) NUMERAÇÃO DO NÓ



d) EXEMPLO DE COORDENADAS COM CARGAS.

Fig. 5.4 - Configurações das Locações dos Poços e Formação do Tetraedro.

Para calcular o gradiente hidráulico, uma expressão para interpolação linear da carga hidráulica entre as quatro observações deve ser derivada. Esta expressão pode ser diferenciada para obter uma estimativa do gradiente hidráulico na região.

Enumerando devidamente os vértices de cada tetraedro (Fig. 5.4) e supondo que os valores das alturas hidráulicas sejam conhecidas para um grupo de poços regularmente ou aleatoriamente espaçados, tem sido instalados poços a várias profundidades.

A interpolação linear dos valores das alturas acima do tetraedro pode ser dado como:

$$h \cong \hat{h} = \sum_{j=1}^4 H_j \phi_j \quad (5.13)$$

onde H_j é a medida da altura no poço j , e ϕ_j é a função de interpolação linear correspondente.

Note que os vértices da base têm sido numerados em direções anti-horárias. Não existe um único caminho para o agrupamento dos nós dos tetraédros. O ponto inicial pode ser qualquer nó, porém, se este não for conveniente o volume apresentará sinal negativo, sendo aconselhável tomar outro ponto de partida. Quanto mais ângulos iguais tiver o tetraedro, resultados mais precisos do gradiente estimado serão obtidos.

A forma geral originária é dada por:

$$\phi_j = a_j + b_j x + c_j y + d_j z \quad (5.14)$$

onde: a_j, b_j, c_j, d_j são coeficientes reais.

Podem ser resolvidos os valores dos coeficientes incógnitos a_j, b_j, c_j, d_j , lembrando que h é igual para os valores da altura medida, H_j , no poço "j" ($j=1, 2, 3, 4$). Isto implica:

$$\begin{aligned} \phi_j = 1 &= a_j + b_j x_j + c_j y_j + d_j z_j \\ \phi_j = 0 &= a_j + b_j x_i + c_j y_i + d_j z_i \quad i \neq j \end{aligned} \quad (5.15)$$

onde: (x_j, y_j, z_j) são coordenadas espaciais do filtro do poço "j". Por exemplo, na notação de matrizes (Tabela 5.1) as equações

para θ_1 são:

$$\begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & z_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \\ d_1 \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

Resolvendo os coeficientes incógnitos pela regra de Cramer, obtemos:

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{1}{6V} \begin{vmatrix} x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} \\ b_1 &= -\frac{1}{6V} \begin{vmatrix} 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} \\ c_1 &= -\frac{1}{6V} \begin{vmatrix} x_2 & 1 & z_2 \\ x_3 & 1 & z_3 \\ x_4 & 1 & z_4 \end{vmatrix} \end{aligned} \quad (5.17a)$$

$$d_1 = -\frac{1}{6V} \begin{vmatrix} x_2 & y_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & 1 \\ x_4 & y_4 & 1 \end{vmatrix}$$

Onde:

$$6V = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix}$$

(5.17b)

Os outros coeficientes, a_j , b_j , c_j , d_j , ($j=2, 3, 4$) são calculados da mesma maneira.

O gradiente hidráulico agora pode ser calculado a partir das Eqs. (5.13) e (5.14).

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial x} \cong \frac{\partial \hat{h}}{\partial x} &= \sum_{j=1}^4 \frac{\partial}{\partial x} H_j \phi_j = \sum_{j=1}^4 H_j \frac{\partial \phi_j}{\partial x} = \sum_{j=1}^4 H_j b_j \\ \frac{\partial h}{\partial y} \cong \frac{\partial \hat{h}}{\partial y} &= \sum_{j=1}^4 H_j c_j \\ \frac{\partial h}{\partial z} \cong \frac{\partial \hat{h}}{\partial z} &= \sum_{j=1}^4 H_j d_j \end{aligned}$$

Expressões algébricas para os coeficientes b_j , c_j , d_j , estão apresentados na tabela (5.1). Note que $6V$ deve ser sempre uma quantidade positiva. Como mencionado anteriormente, se um valor negativo for obtido, isto significa que o tetraedro foi numerado incorretamente.

Com exemplos relevantes foi comprovada a validade da teoria de Pinder et alii (1981) e, Pinder e Abriola (1982). A

aplicação deste artifício foi desenvolvida a respeito das duas configurações adotadas, aproximando-se a área de estudo como esses dos quadriláteros (Fig. 4.7) e retângulos (Fig. 4.8).

5.6 - Aplicação da Teoria de Pinder para o Caso de Pilar

5.6.1 - Configurações Adotadas

As Figs. (5.5), (5.6) e (5.7) são seções transversais (AA', BB' e CC') a direção principal do rio, mostrando os níveis piezométricos e as cotas da base, sendo estes reduzidos a um nível (+22,478) tratado como nível zero. A Fig. (5.8) mostra uma representação tridimensional dos desníveis da base.

Seguindo as instruções de Pinder et ali (1982), a configuração das figuras foi feita com eixos orientados nas três direções x, y e z, assim afastando um pouco das convenções normais. Portanto, o eixo y^x está orientado com sentido positivo na direção do rio, ou de A para C. A parte ^{negativo} positiva do eixo x^T não existe nesta discussão, ao contrário do procedimento para as orientações em Pinder et ali (1982). Toda área em estudo está no lado ^{positivo} negativo de X e no lado positivo de Y^x , para fins de estudos bidimensionais do fluxo no plano Y-X, onde as direções e grandezas das velocidades foram pesquisadas. Porém, nos estudos tridimensionais, a direção Z, positivo para ^{CIMA}baixo, é tratado para fins de pesquisar os componentes verticais das velocidades e as direções delas.

A lei de Dupuit foi aplicada para fins de cálculo das

velocidades V_x , V_y e V_z . As velocidades resultantes, V_{xy} e V_{xyz} que representam, respectivamente as velocidades horizontais (no plano XY) e espaciais (no plano YZ) foram calculadas a partir das componentes V_x , V_y e V_z (respectivamente transversal, longitudinal, e vertical à direção do fluxo do rio).

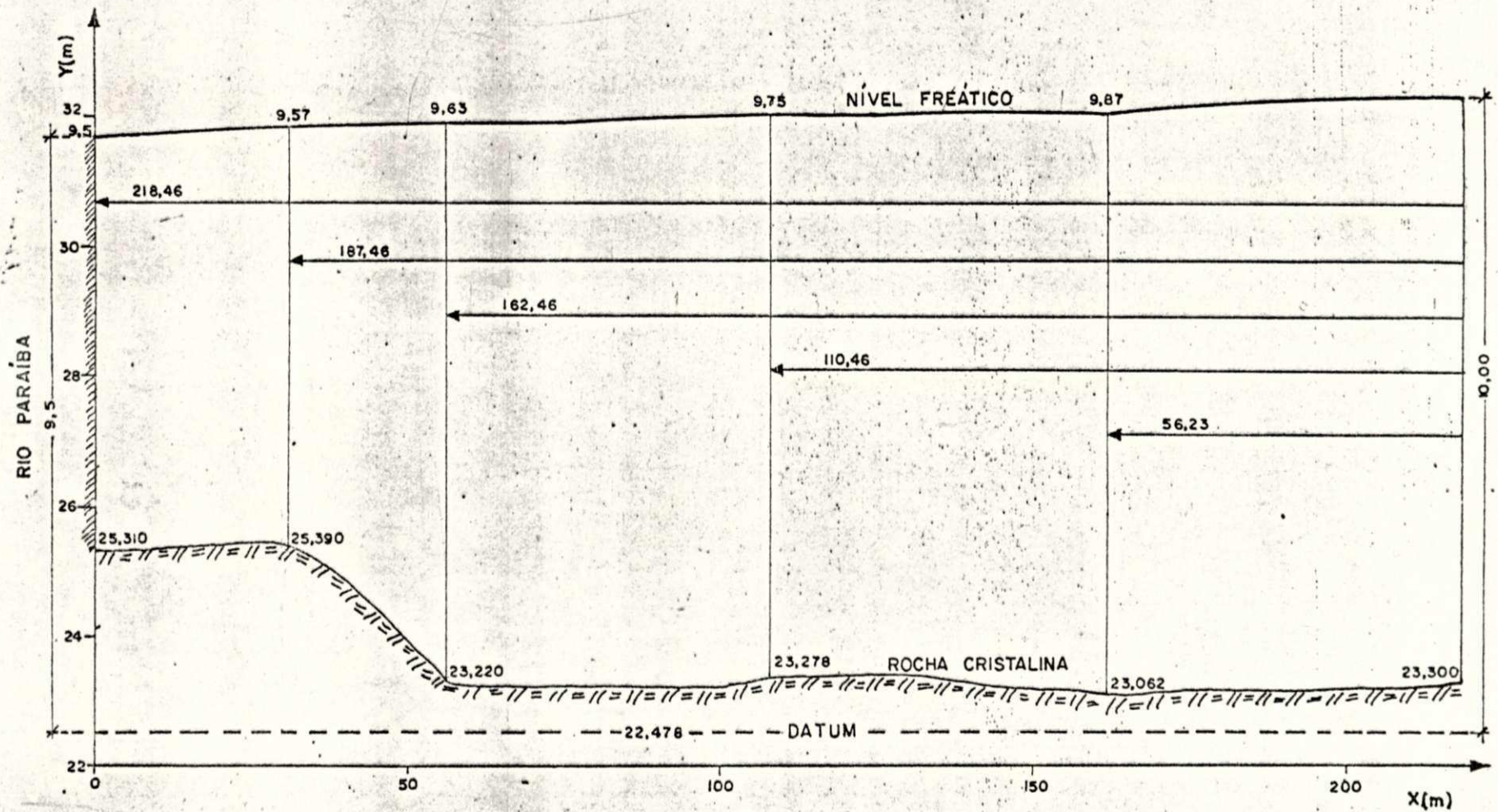
As tabelas de 5.2 a 5.6 pertencentes a Fig. 4.7 (quadrilátero AA'C'C) e as tabelas 5.7 a 5.15 que pertencem a Fig. 4.8 (retângulo P₁P₄R₄R₁) mostram as coordenadas, as alturas piezométricas, os componentes de velocidades espaciais nas três direções e as velocidades resultantes (no plano horizontal, XY, e vertical, YZ) com os respectivos ângulos θ_{xy} e θ_{yz} . Nestas tabelas também foram mostrados os valores da permeabilidade na direção vertical (K_z), para os casos tratados, em que foi usada uma razão escolhida de $K_h/K_v=100$, uma vez que outros valores deram resultados absurdos, de grandeza inaceitáveis.

5.6.2 - Critérios Para Ocorrência de Fluxo Uni, Bi e Tridimensional

Foram considerados os casos uni, bi e tridimensionais.

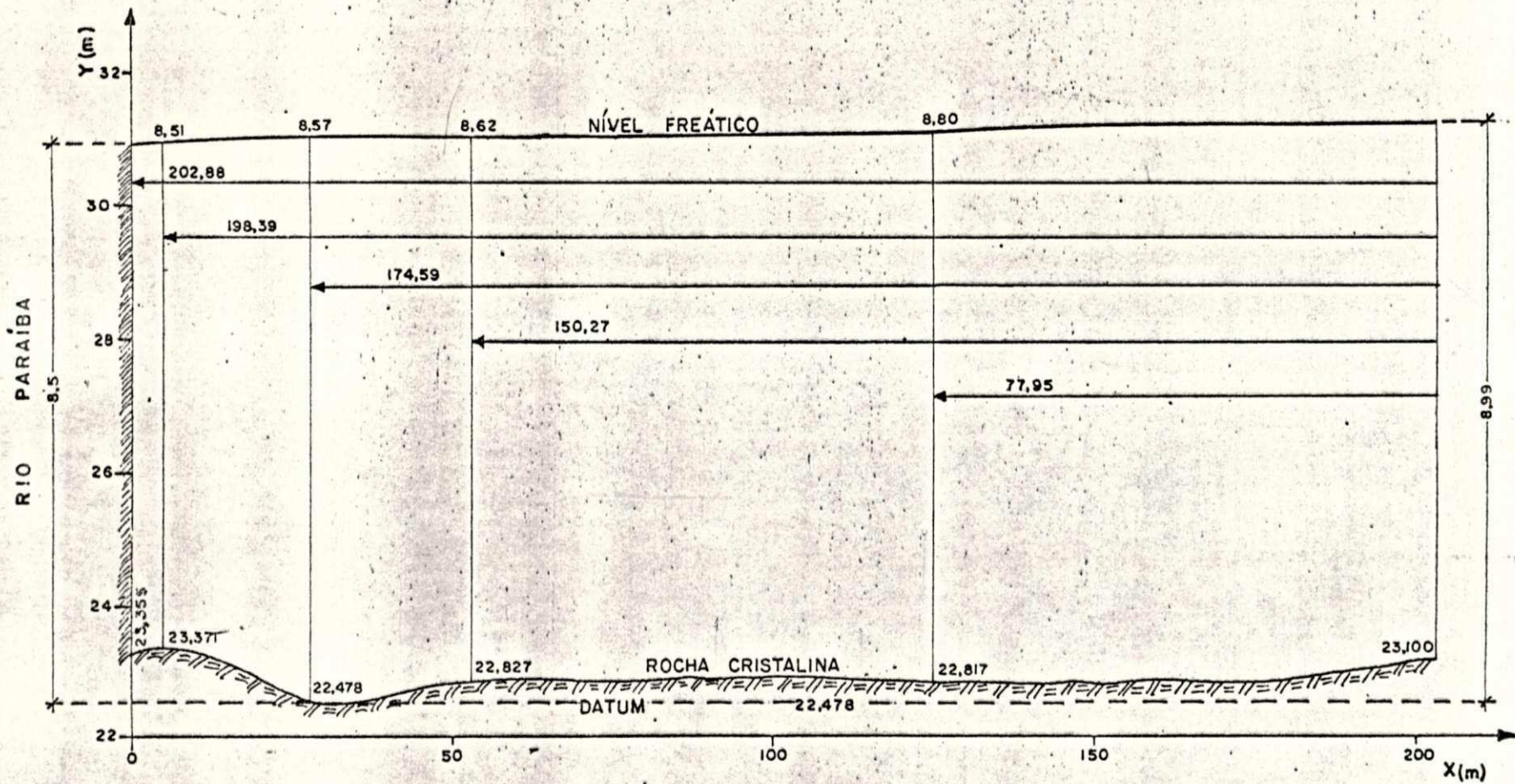
O caso unidimensional acontece quando os lados opostos são idênticos formando um retângulo/quadrado no plano X-Y e as alturas piezométricas (transversais à direção do rio) iguais, porém, as alturas piezométricas ao longo da direção do fluxo diminuem proporcionalmente de montante para jusante (A' para C' e A para C). Este caso foi tratado separadamente como mostra a Fig. 4.8, onde tratam-se configurações retangulares, discutidas no item 5.8. Obviamente K_z e K_x serão nulos, só existindo K_y .





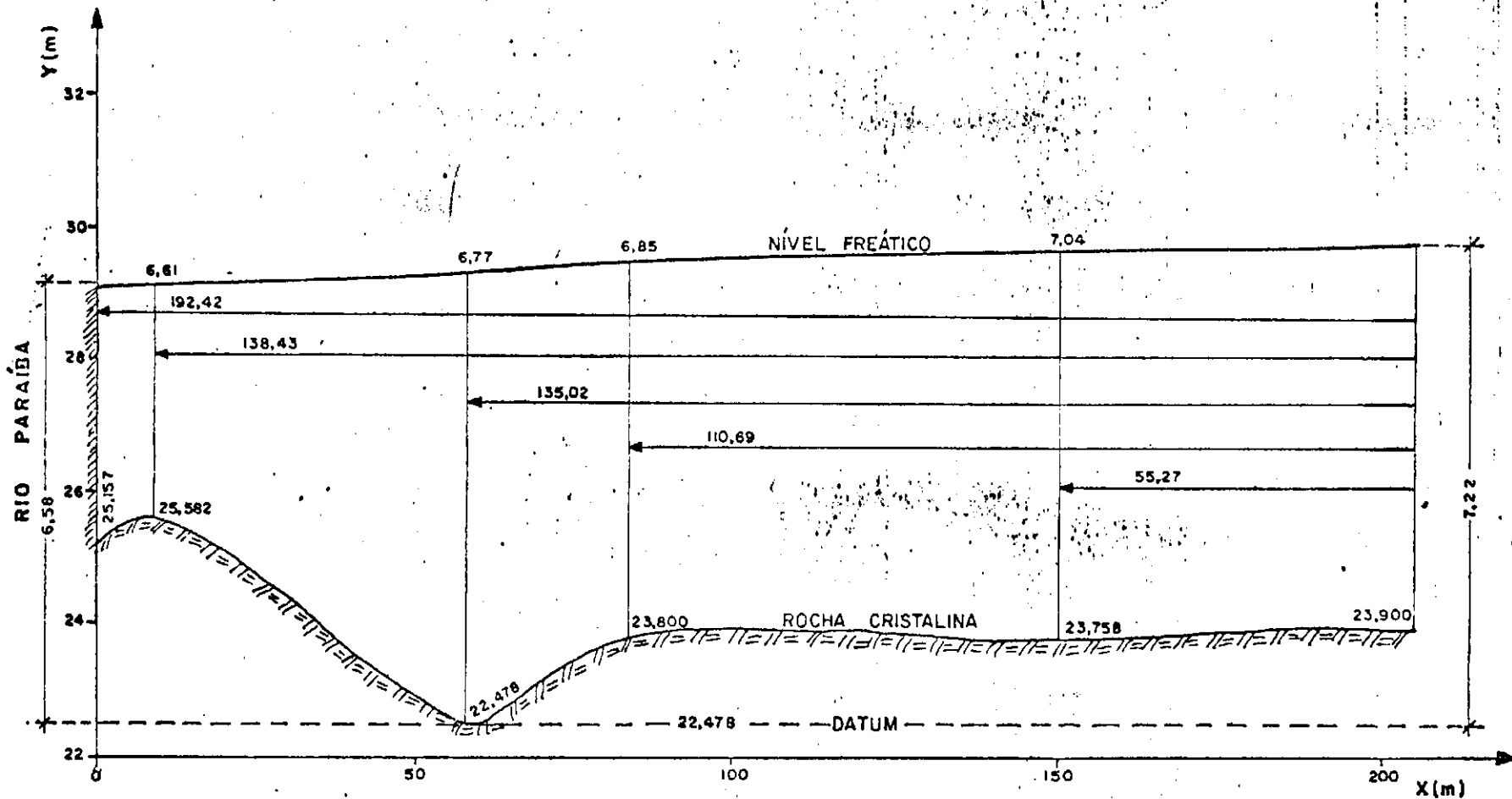
Obs: Os números indicados no nível freático referem-se ao mesmo DATUM

Fig. 5.5 - Seção Vertical Transversal AA'



Obs: Os números indicados no nível freático referem-se ao mesmo DATUM

Fig. 5.6 - Seção Vertical Transversal BB'.



Obs: Os números indicados no nível freático referem-se ao mesmo DATUM
 Fig. 5.7 - Seção Vertical Transversal CC'.

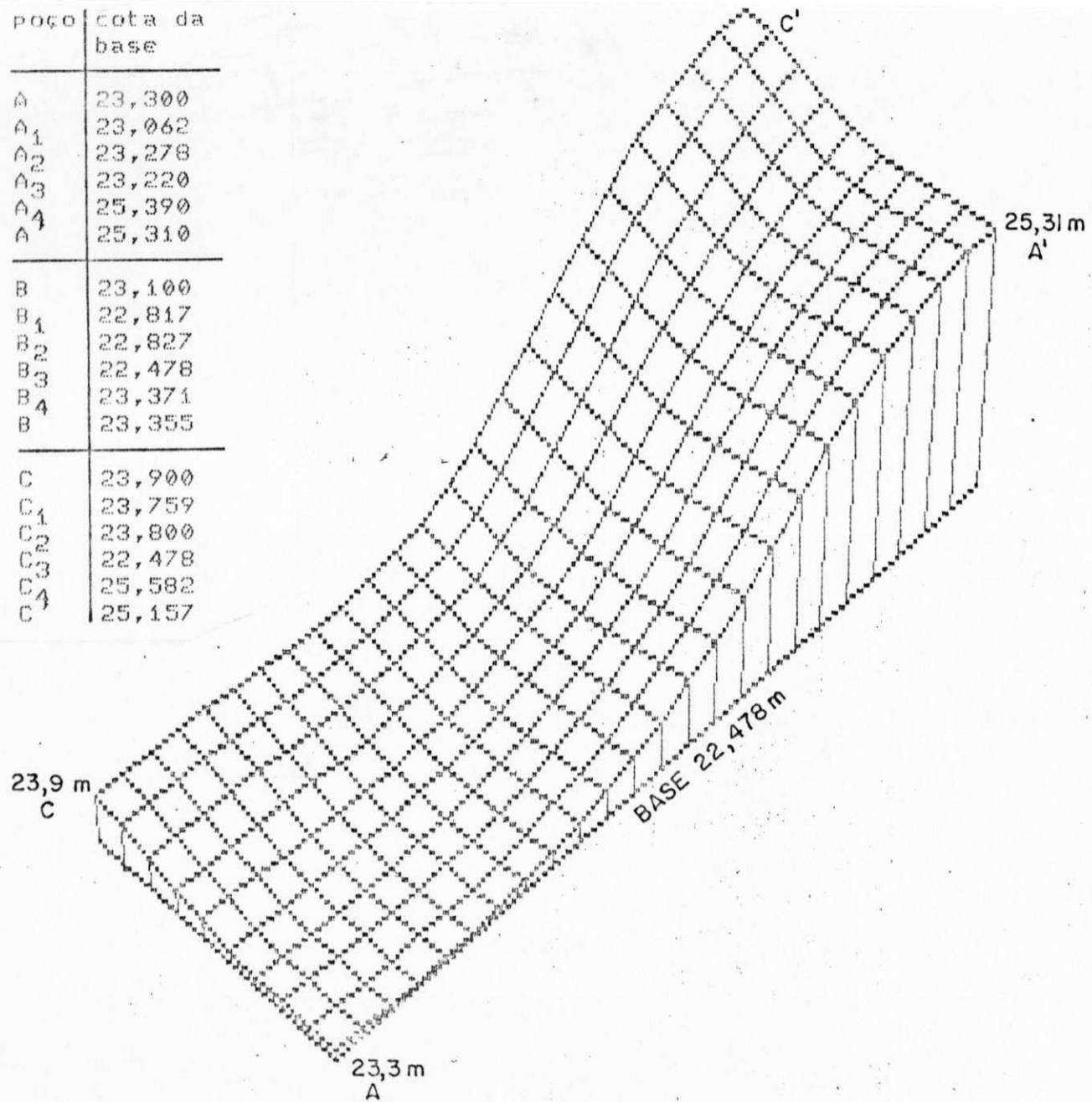


Fig. 5.8 - Representação Tridimensional da Base do Aquífero.

No caso bidimensional as quatro alturas piezométricas em geral são diferentes, porém, os lados podem formar figuras regulares (quadrados, retângulos) ou irregulares (quadriláteros). Aqui também tem-se $K_z=0$, mas, existem K_x e K_y (sejam iguais ou desiguais). No caso em estudo foi tratado $K_x = K_y = 21,6\text{m/d}$.

Quando é considerada a permeabilidade na direção vertical ocorre o caso tridimensional, sejam nas configurações quadriláteros ou retangulares, porém, com variações nas cargas, isto é, pelo menos uma carga diferente das outras. Esta última condição é igualmente válido para o caso bidimensional.

Vale salientar o fato que a não horizontalidade da base (desníveis) não influenciará a ocorrência do fluxo uni, bi ou tridimensional, sob condições impostas acima. Contudo, os desniveis influenciarão nos valores dos componentes de velocidade, sendo os componentes de velocidade com desniveis na base diferentes dos que não tem desniveis na mesma.

As áreas elementares tratadas, A_1ABB_1 , A_2ABB_2e assim por diante aumentam gradativamente na direção do rio.

Foram plotados figuras bi e tridimensionais da área em estudo, pelo programa QGRID, cuja finalidade é a de se ter uma visão perspectiva da base e da superfície freática, mostrando as áreas mais elevadas e mais baixas. Os pontos correspondentes, na base e na superfície freática, não são proporcionais, a variação da base de acordo com a formação da rocha cristalina, enquanto a superfície freática varia segundo as leis hidrodinâmicas aplicadas, numa determinada direção, seja X-X ou Y-Y, seja no plano X-Y (bidimensional) e/ou no espaço (planos XZ ou YZ).



5.7 - Descrição Detalhada das Configurações

Com a finalidade de adotar o método de Abriola e Pinder (1982) neste trabalho, a área em estudo foi demarcada como AA', BB' e CC'. A'C' fica ao longo do rio, enquanto AC está no lado oposto mais afastado deste. A área escolhida não é exatamente um retângulo devido a incerteza na localização das margens em ambos os lados e escolha irregular dos poços realizadas pela CDRM. Para simplificação foram seguidas as perfurações dos poços feitos pela CDRM (Fig. 4.5) onde AA', BB' e CC' ficam tocando quase todos os poços escolhidos. Entre AA' e BB', assim como entre BB' e CC' existem poços isolados que não foram considerados aqui, mas sim noutro capítulo quando será tratado o método de Kashef (1986) para determinação da direção do fluxo, a partir das cargas ou rebaixamentos.

As alturas piezométricas nos poços A(10m), B(8.99m) e C(7.22m) são maiores que aqueles em A'(9.5m), B'(8.14m) e C'(6.58m) localizados próximo ao rio.

A direção X não coincide exatamente com todos os poços A₁, A₂, A₃, etc. pois, o poço A₁ tem um pequeno afastamento para direita. A linha BB' também não coincide exatamente com todos os poços, pois, o poço B₁ tem um pequeno afastamento, porém a linha CC' coincide com a maioria dos poços escolhidos para este estudo. Foram tratados dois tipos de contornos como estão apresentados nas Figs. (4.7) e (4.8): Quadrilátero (A'ABB') e Retângulo (P₁P₄R₄R₁).

Foram utilizados os poços da CDRM para formarmos os quadriláteros A₁ABB₁, A₂ABB₂, ... até A'ABB' e da mesma maneira

foram tratados os quadriláteros B_1BCC_1 , B_2BCC_2 , ... até $B'BCC'$. Não foram tratados os quadriláteros individuais pelo fato dos mesmos não serem regulares, nem nos lados nem na orientação destes, ao longo e transversal ao rio. Alguns deles deram resultados absurdos das grandezas e direções das velocidades, devido ao fato da direção do fluxo não ter sido representativa.

Os quadriláteros como $B_2B_1C_1C_2$, que tiveram deformações acentuadas, com relação a direção do rio, resultaram em velocidades bem como ângulos inesperados.

A fim de reduzir as figuras quadriláteras irregulares a uma forma regular (retângulo), foi feita interpolação entre pontos, tais como AA_1 para obter P_2 , BB_1 para obter Q_2 e assim por diante. A finalidade desse procedimento é para obter um retângulo global de $P_1P_4R_4R_1$ e subretângulos individuais como $P_1P_2Q_2Q_1$, $Q_1Q_2R_2R_1$, etc (Fig. 4.8). A linha $P_0Q_0R_0$ divide o retângulo em duas partes iguais, tendo quatro subretângulos no lado do rio, e os demais afastados do rio.

Enquanto os efeitos acumulados dos quadriláteros (numa maneira crescente para o rio) foram tratados como AA_1B_1B , AA_2B_2B , AA_3B_3B , etc, no caso do retângulo foram considerados os subretângulos individuais $P_1P_2Q_2Q_1$, $Q_1Q_2R_2R_1$, $Q_2Q_0R_0R_2$, etc. Sendo figuras regulares, os retângulos individuais deram resultados confiáveis das direções e grandezas das velocidades.

5.8 - Componentes e Resultantes das Velocidades Obtidas e Discussão das Configurações

Uma vista das tabelas de 5.2 a 5.6 indicam que as velocidades na direção Y foram sempre positivas e, aquelas na direção -X foram negativas. Isto é evidente devido a orientação adotada para o eixo X. As resultantes das velocidades no plano Y-X sempre tem uma inclinação para o rio, devido ao fato que a carga hidráulica tem declive ao longo do rio (10m para 7.22m) e transversalmente ao rio (10m para 9.5m).

As velocidades individuais V_x , V_y e V_z foram dadas nas tabelas 5.2 a 5.6 para os quadriláteros (A'ACC') e nas tabelas 5.7 a 5.15 para os retângulos ($P_4P_1R_1R_4$). Assim, foram discutidos abaixo somente os casos de velocidades resultantes no plano Y-X e velocidades resultantes espaciais com plano Y-X.

As velocidades na direção -X são menores em comparação às velocidades na direção Y, como foram esperados. Assim, os gradientes hidráulicos são maiores na direção Y, com os lados sendo quase iguais.

As velocidades na direção transversal ao rio, V_x , sempre foram menores que os valores de V_y , sendo o valor máximo de V_x 1,353m/d ($P_2P_1Q_1Q_2$) e o valor mínimo de zero. Porém, os valores de V_z foram altos, sendo atingido um máximo de 2.76m/d ($P_2P_1Q_1Q_2$) e um mínimo de 0.01m/d (em $Q_0Q_2R_2R_0$ e $Q_4Q_3R_3R_4$). Os altos valores de V_z são atribuídos as inclinações da base e do gradiente hidráulico. As velocidades resultantes nos quadriláteros variam de um máximo de 1,338m/d em B'BCC' com ângulo correspondente de $6,31^\circ$ para um mínimo de 0,938m/d com ângulo correspondente de $11,841^\circ$ em A'ABB'. Estes ângulos não correspondem necessariamente com as inclinações máximas registradas ou mínima registradas.

A inclinação máxima foi $11,841^\circ$ correspondente a



velocidade mínima dita acima. A inclinação mínima foi de $1,316^\circ$ correspondente a uma velocidade de $1,29\text{m/d}$ em B_2BCC_2 . A variação da inclinação foi de $10,524^\circ$. A não compatibilidade de velocidade máxima não correspondendo com ângulo máximo acontece devido ao fato que as velocidades não somente dependem dos gradientes, mas, também das elevações da base em relação a um DATUM, sendo o nível de referência de $22,478\text{m}$ referente aos pontos C_3 e B_3 .

A velocidade espacial V_{xyz} , com plano $y-x$, é obtido como resultante das velocidades V_{y-z} e V_z . O ângulo dessa velocidade espacial indica a inclinação da velocidade espacial resultante com plano $y-x$. Das tabelas 5.2 a 5.6, foram registradas uma velocidade máxima de $1,34\text{m/d}$ com ângulo correspondente de $3,09^\circ$ em $B'BCC'$, e uma velocidade mínima de $0,938\text{m/d}$, correspondente a um ângulo $1,843^\circ$ em $A'Abb'$. A diferença entre velocidade máxima e mínima foi $0,402\text{m/d}$.

O ângulo máximo para velocidades espaciais foi de $18,064^\circ$ correspondente a uma velocidade espacial de $0,63\text{m/d}$ (A_2ACC_2). O ângulo mínimo foi localizado no subquadrilátero B_2BCC_2 , sendo $1,25^\circ$, que corresponde a uma velocidade espacial de $1,29\text{m/d}$. A diferença entre o ângulo máximo e o ângulo mínimo foi $16,814^\circ$. Essa diferença é maior que a entre ângulos no plano $y-x$. As tabelas 5.7 a 5.15 feitas para os retângulos e sub-retângulos, como $P_2P_1Q_1Q_2$, indicam o valor máximo (V_y) de 2m/d ($Q_4Q_1R_1R_4$) e o valor mínimo de $0,8525\text{m/d}$ ($P_4P_1Q_1Q_4$) para o fluxo bi e tridimensional.

No plano $y-x$, as velocidades resultantes mostraram valor máximo de $2,16\text{m/d}$ ($P_2P_1Q_1Q_2$) e mínimo de $0,89\text{m/d}$ ($P_4P_1Q_1Q_4$)

global) e $0,929\text{m/d}$ ($P_0P_2Q_2Q_0$ individual), correspondendo aos ângulos subtendidos com direção ao rio de $38,8^\circ$, $16,6^\circ$ e $4,5^\circ$. As velocidades espaciais atingiram valores máximos de $3,5\text{m/d}$ ($P_2P_1Q_1Q_2$) com ângulo correspondente de 50° e mínimo de $0,897\text{m/d}$ ($P_4P_1Q_1Q_4$) com 7° (caso global) e $0,987\text{m/d}$ com ângulo de $19,82^\circ$ para o caso individual ($P_0P_2Q_2Q_0$).

Foi observado que esses valores (velocidades e ângulos) no caso dos retângulos foram sempre maiores que os valores correspondentes nos quadriláteros irregulares.

Os valores negativos das velocidades, V_x e V_z , indicam respectivamente que as direções são afastando-se no plano Y-X do rio, e para baixo com plano Y-X.

A vazão máxima no caso dos retângulos é da ordem de $Q=2,16 \times (9,84+10+8,99+8,7)/4 = 20,27052 \text{ m}^3/\text{d}$ para fluxo bidimensional em $P_2P_1Q_1Q_2$, enquanto no caso dos quadriláteros, a vazão $Q=1,338 \times (9,849+10+8,99+8,63)/4 = 12,53338\text{m}^3/\text{d}$ para fluxo bidimensional em $A'ABB'$. A diferença entre as duas vazões calculadas é devido ao fato que no quadrilátero, o lado A_1B_1 , com cargas de $9,849\text{m}$ e $8,63\text{m}$ tem inclinação para o rio, enquanto o lado AB , com cargas 10m e $8,99\text{m}$, tem uma inclinação na direção oposta.

Enquanto ao longo da linha A_1B_1 a velocidade é positiva, com ângulo positivo a respeito do eixo y na linha AB , a contribuição é negativa, assim resultando uma vazão menor do que aquela obtida para o retângulo $P_2P_1Q_1Q_2$ em que os lados P_2Q_2 e P_1Q_1 foram tratados paralelos.

5.9 - Comentário Sobre a Utilização do Método de Pinder et ali (1981/1982)

O procedimento de Pinder et ali (1982) foi para tetraedro regular ($P_4P_1R_1R_4$) ou irregular ($AA'C'C$), com base não horizontal e cargas bidimensionais. Enquanto as Figs. (4.7 e 4.8) e as tabelas (5.2 a 5.15) foram aplicados para o quadrilátero $A'ABB'$ e retângulo equivalente $P_4P_1R_1R_4$, a extensão do princípio pode ser feita, como por exemplo, $A'ABB'$, $B'BCC'$, $C'CFF'$, $F'FGG'$, etc, tanto na direção do rio como numa direção transversal a este. Há possibilidade de estender, assim, para vários quadriláteros para prever os níveis freáticos ao longo de um trecho maior, seja 500m, 1000m ou até alguns quilômetros. Portanto, sendo flexível, o procedimento será valioso para traçar as cargas bidimensionais para tais aquíferos, com bases não horizontais e superfícies inclinadas. O incremento pode ser escolhido de acordo com a precisão desejada, seja $dx=dy=100m$ ou mais, numa malha regular, ou até $dx=100m$ e $dy=200m$ na aproximação bidimensional na malha desigual, usando elementos finitos e diferenças finitas.

O método é igualmente aplicável para aquíferos sujeitos às condições não permanentes, onde os níveis freáticos variam em função do tempo, t , tanto aos rios ganhadores (rios efluentes) quanto aos rios perdedores (rios influentes).



Tabela 5.1 - Expressões Algébricas para b_j, c_j e d_j .

Coeficiente N ^o (j)	$b_j \times 6v$	$c_j \times 6v$	$d_j \times 6v$
01	$z_1 y_3 + z_3 y_4 + y_2 z_4$ $-y_3 z_4 - y_2 z_3 - z_2 y_4$	$z_2 x_4 + x_2 z_3 + x_3 z_4$ $-x_2 z_4 - z_3 x_4 - z_2 x_3$	$y_3 x_4 + y_2 x_3 + x_2 y_4$ $-x_2 y_3 - x_3 y_4 - y_2 x_4$
02	$y_3 z_4 + y_1 z_3 + z_1 y_4$ $-z_1 y_3 - z_3 y_4 - y_1 z_4$	$x_1 z_4 + z_3 x_4 + z_1 x_3$ $-z_1 x_4 - z_4 x_3 - x_1 z_3$	$x_1 y_3 + x_3 y_4 + y_1 x_4$ $-y_3 x_4 - x_3 y_1 - x_1 y_4$
03	$z_1 y_2 + z_2 y_4 + y_1 z_4$ $-y_2 z_4 - y_1 z_2 - z_1 y_4$	$z_1 x_4 + x_1 z_2 + x_2 z_4$ $-x_1 z_4 - z_2 x_4 - z_1 x_2$	$y_2 x_4 + y_1 x_2 + x_1 y_4$ $-x_1 y_2 - x_2 y_4 - x_4 y_1$
04	$y_2 z_3 + y_1 z_2 + z_1 y_3$ $-z_1 y_2 - z_2 y_3 - y_1 z_3$	$x_1 z_3 + z_1 x_2 + z_2 x_3$ $-z_1 x_3 - x_1 z_2 - x_2 z_3$	$x_1 y_2 + x_2 y_3 + x_3 y_1$ $-y_2 x_3 - y_1 x_2 - y_3 x_1$

Nota: $6v = b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_3$

$b_1 = z_2 * u_3 + z_3 * u_4 - u_3 * z_4 - u_3 * z_3 - z_2 * u_4 + u_2 * z_4$
 $b_2 = y_3 * z_4 + y_1 * z_3 + z_1 * u_4 - z_1 * u_3 - z_3 * y_4 - y_1 * z_4$
 $b_3 = z_1 * y_2 + z_2 * y_4 + y_1 * z_4 - y_2 * z_4 - y_1 * z_2 - z_1 * y_4$
 $b_4 = y_2 * z_3 + y_1 * z_2 + z_1 * y_3 - z_1 * y_2 - z_2 * y_3 - y_1 * z_3$
 $c_1 = z_2 * x_4 + x_2 * z_3 + x_3 * z_4 - x_2 * z_4 - z_3 * x_4 - z_2 * x_3$
 $c_2 = x_1 * z_4 + z_3 * x_4 + z_1 * x_3 - z_1 * x_4 - z_4 * x_3 - x_1 * z_3$
 $c_3 = z_1 * x_4 + x_1 * z_2 + x_2 * z_4 - x_1 * z_4 - z_2 * x_4 - z_1 * x_2$
 $c_4 = x_1 * z_3 + z_1 * x_2 + z_2 * x_3 - z_1 * x_3 - x_1 * z_2 - x_2 * z_3$
 $d_1 = u_3 * x_4 + u_2 * x_3 + x_2 * u_4 - x_2 * u_3 - x_3 * u_4 - u_2 * x_4$
 $d_2 = x_1 * u_3 + x_3 * u_4 + u_1 * x_4 - u_3 * x_4 - x_3 * u_1 - x_1 * u_4$
 $d_3 = u_2 * x_4 + u_1 * x_2 + x_1 * u_4 - x_1 * u_2 - x_2 * u_4 - x_4 * u_1$
 $d_4 = x_1 * u_2 + x_2 * u_3 + x_3 * u_1 - u_2 * x_3 - u_1 * x_2 - u_3 * x_1$
 $v = x_1 * b_1 + x_2 * b_2 + x_3 * b_3 + x_4 * b_4$

Tabela 5.2 - Coordenadas dos Pocos, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos
Configuração Quadrilátera (A₁A₂B₁ B₂B₃C₁ A₁A₂C₁)

	$-U_x$	U_y	U_z	$-X_1$	Y_1	Z_1	H_1	$-X_2$	Y_2	Z_2	H_2	$-X_3$	Y_3	Z_3	H_3	$-X_4$	Y_4	Z_4	H_4	K_z
A₁	Vel. Res. no plano x-y: .987 m/d Vel. no espaço (Vxyz): 1.003 m/d Ângulo c/ eixo y: 10.819° Ângulo c/ plano horiz.: 10.157°																			
A₂																				
B₁	BI	.1853	.9695	.0000	623	500	.245	9.849	1100	000	.483	10.00	400	8000	.283	8.99	8195	9700	.000	8.63
B₂																				
B₃	TRI	.1853	.9695	.1769	6623	500	.245	9.849	1100	000	.483	10.00	400	8000	.283	8.99	8195	9700	.000	8.63
B₄																				
C₁	Vel. Res. no plano x-y: 1.185 m/d Vel. no espaço (Vxyz): 1.191 m/d Ângulo c/ eixo y: 5.694° Ângulo c/ plano horiz.: 5.593°																			
C₂																				
C₃	BI	.1176	1.1789	.0000	8195	9700	.000	8.63	400	8000	.283	8.99	000	18062	1.083	7.22	5527	19262	.942	6.956
C₄																				
C₅	TRI	.1176	1.1789	.1161	8195	9700	.000	8.63	400	8000	.283	8.99	000	18062	1.083	7.22	5527	19262	.942	6.956
C₆																				
A₁	Vel. Res. no plano x-y: 1.107 m/d Vel. no espaço (Vxyz): 1.108 m/d Ângulo c/ eixo y: 6.023° Ângulo c/ plano horiz.: 2.275°																			
A₂																				
C₁	BI	.1162	1.1006	.0000	6623	500	.000	9.849	1100	000	.238	10.00	000	18062	.838	7.22	5527	19262	.697	6.956
C₂																				
C₃	TRI	.1162	1.1006	.0440	6623	500	.000	9.849	1100	000	.238	10.00	000	18062	.838	7.22	5527	19262	.697	6.956

X, Y, Z e H em metros - Fator de escala para X e Y : 10⁻² - U_x, U_y, U_z e K_z em m/dia

Tabela 5.3 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e ângulos
Configuração Quadrilátera (A₂B₂B₂ C₂ B₂C₂ A₂C₂)

	-U _x	U _y	U _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	K _z
A₂ Vel. Res. no plano x-y: .965 n/d // Vel. no espaço (Vxyz): .979 n/d // ângulo c/ eixo y: 6.204º // ângulo c/ plano horiz.: 9.601º																				
A																				
B	.1043	.9590	.0000	12146	000	.451	9.845	1100	000	.473	10.00	400	8000	.273	8.99	15395	9800	.000	8.595	11
B ₂																				
	.1043	.9590	.1633	12146	000	.451	9.845	1100	000	.473	10.00	400	8000	.273	8.99	15395	9800	.000	8.595	21
B₂ Vel. Res. no plano x-y: 1.291 n/d // Vel. no espaço (Vxyz): 1.291 n/d // ângulo c/ eixo y: 1.316º // ângulo c/ plano horiz.: 1.251º																				
B																				
C	.0296	1.2902	.0000	15395	9800	.000	8.595	400	8000	.273	8.99	000	18062	1.073	7.22	11069	19562	.700	6.891	11
C ₂																				
	.0296	1.2902	.0282	15395	9800	.000	8.595	400	8000	.273	8.99	000	18062	1.073	7.22	11069	19562	.700	6.891	21
A₂ Vel. Res. no plano x-y: 1.011 n/d // Vel. no espaço (Vxyz): 1.063 n/d // ângulo c/ eixo y: 6.108º // ângulo c/ plano horiz.: 18.064º																				
A																				
C	.1076	1.005	.0000	12146	000	.451	9.845	1100	000	.473	10.00	000	18062	1.073	7.22	11069	19562	.700	6.891	11
C ₂																				
	.1076	1.005	.3299	12146	000	.451	9.845	1100	000	.473	10.00	000	18062	1.073	7.22	11069	19562	.700	6.891	21

X, Y, Z e H em metros - Fator de escala para X e Y: 10⁻² - U_x, U_y, U_z e K_z em m/dia

Tabela 5.4 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e ângulos
Configuração Quadrilátera (A₃ABB₃ B₃BCC₃ A₃ACC₃)

	$-U_x$	U_y	U_z	$-X_1$	Y_1	Z_1	H_1	$-X_2$	Y_2	Z_2	H_2	$-X_3$	Y_3	Z_3	H_3	$-X_4$	Y_4	Z_4	H_4	X_z
A₃	Vel. Res. no plano x-y: .955 n/d Vel. no espaço (Vxyz): .959 n/d ângulo c/ eixo y: 8.799° ângulo c/ plano horiz.: 5.274°																			
A																				
B	BT	.1462	.9438	.0000	17346	000	.740	9.68	1100	000	.820	10.00	400	8000	.620	8.99	17827	10000	.000	8.45
B₃	TRT	.1462	.9438	.0932	17346	000	.740	9.68	1100	000	.820	10.00	400	8000	.620	8.99	17827	10000	.000	8.45
B₃	Vel. Res. no plano x-y: 1.238 n/d Vel. no espaço (Vxyz): 1.231 n/d ângulo c/ eixo y: 4.786° ângulo c/ plano horiz.: 2.634°																			
B																				
C	BT	.1027	1.2256	.0000	17827	10000	.000	8.45	400	8000	.622	8.99	000	18062	1.422	7.22	13500	19762	.000	6.85
C₃	TRT	.1027	1.2256	.0566	17827	10000	.000	8.45	400	8000	.622	8.99	000	18062	1.422	7.22	13500	19762	.000	6.85
A₃	Vel. Res. no plano x-y: 1.100 n/d Vel. no espaço (Vxyz): 1.103 n/d ângulo c/ eixo y: 7.617° ângulo c/ plano horiz.: 4.230°																			
A																				
C	BT	.1458	1.0900	.0814	17346	000	.742	9.68	1100	000	.822	10.00	000	18062	1.422	7.22	13500	19762	.000	6.58
C₃	TRT	.1458	1.0900	.0814	17346	000	.742	9.68	1100	000	.822	10.00	000	18062	1.422	7.22	13500	19762	.000	6.58

X, Y, Z e H em metros - Fator de escala para X e Y : 10⁻² - U_x, U_y, U_z e X_z em m/dia

Tabela 5.5 - Coordenadas dos poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos
Configuração Quadrilátera (A₄B₄B₄ B₄C₄ A₄C₄)

	$-U_x$	U_y	U_z	$-X_1$	Y_1	Z_1	H_1	$-X_2$	Y_2	Z_2	H_2	$-X_3$	Y_3	Z_3	H_3	$-X_4$	Y_4	Z_4	H_4	K_z
A₄	Vel. Res. no plano x-y: .941 m/d Vel. no espaço (Vxyz): .943 m/d ângulo c/ eixo y: 7.104° ângulo c/ plano horiz.: 3.495°																			
A																				
B	BI	.1164	.9336	.0000	19846	000	2.290	9.53	1100	000	.200	10.00	400	8000	.000	8.99	20207	10300	.270	8.35
B₄																				
	TRI	.1164	.9336	.0575	19846	000	2.290	9.53	1100	000	.200	10.00	400	8000	.000	8.99	20207	10300	.270	8.35
B₄																				
C	Vel. Res. no plano x-y: 1.301 m/d Vel. no espaço (Vxyz): 1.301 m/d ângulo c/ eixo y: 3.822° ângulo c/ plano horiz.: 1.558°																			
C																				
C	BI	.0867	1.298	.0000	20207	103	.271	8.35	400	8000	.000	8.99	000	18062	.600	7.22	18352	20012	2.482	6.73
C₄																				
	TRI	.0867	1.298	.0354	20207	103	.271	8.35	400	8000	.000	8.99	000	18062	.600	7.22	18352	20012	2.482	6.73
C₄																				
A₄	Vel. Res. no plano x-y: 1.111 m/d Vel. no espaço (Vxyz): 1.111 m/d ângulo c/ eixo y: 5.322° ângulo c/ plano horiz.: 1.268°																			
A																				
C	BI	.1031	1.1063	.0000	19846	000	2.090	9.66	1100	000	.000	10.00	000	18064	.600	7.22	18352	20012	2.282	6.60
C₄																				
	TRI	.1031	1.1063	.0246	19846	000	2.090	9.66	1100	000	.000	10.00	000	18064	.600	7.22	18352	20012	2.282	6.60
C₄																				

X, Y, Z e H em metros - Fator de escala para X e Y : 10⁻² - U_x, U_y, U_z e K_z em m/dia

Tabela 5.6 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos
Configuração Quadrilátera (A'ABB' B'BCC' A'ACC')

		$-U_x$	U_y	U_z	$-X_1$	Y_1	Z_1	H_1	$-X_2$	Y_2	Z_2	H_2	$-X_3$	Y_3	Z_3	H_3	$-X_4$	Y_4	Z_4	H_4	K_z	
A'	Vel. Res. no plano x-y: .938 m/dia Vel. no espaço (Vxyz): .938 m/d ângulo c/ eixo y: 11.841° ângulo c/ plano horiz.: 1.843°																					
A																						
B	BI	.1926	.9183	.0000	22946	000	2.210	9.50	1100	000	.200	10.00	400	8000	.000	8.99	20656	10500	.255	8.14	1.1	
B'	TRI	.1926	.9183	-.0302	22946	000	2.210	9.50	1100	000	.200	10.00	400	8000	.000	8.99	20656	10500	.255	8.14	2.1	
B'	Vel. Res. no plano x-y: 1.338 m/dia Vel. no espaço (Vxyz): 1.340 m/d ângulo c/ eixo y: 6.310° ângulo c/ plano horiz.: 3.087°																					
B																						
C	BI	.1471	1.3298	.0000	20652	10500	.255	8.14	400	8000	.000	8.99	000	18062	.800	7.22	19251	20080	2.057	6.58	1.1	
C'	TRI	.1471	1.3298	-.0722	20652	10500	.255	8.14	400	8000	.000	8.99	000	18062	.800	7.22	19251	20080	2.057	6.58	2.1	
A'	Vel. Res. no plano x-y: 1.098 m/dia Vel. no espaço (Vxyz): 1.110 m/d ângulo c/ eixo y: 5.553° ângulo c/ plano horiz.: 3.309°																					
A																						
C	BI	.1064	1.0936	.0000	22946	000	2.010	9.50	1100	8000	.000	10.00	000	18062	.600	7.22	19251	20080	1.157	6.58	1.1	
C'	TRI	.1064	1.0936	.0635	22946	000	2.010	9.50	1100	000	.000	10.00	000	18062	.600	7.22	19251	20080	1.157	6.58	2.1	

X, Y, Z e H em metros - Fator de escala para X e Y: 10^{-2} - U_x, U_y, U_z e K_z em m/dia

Tabela 5.7 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular (P₂ P₁ Q₁ Q₂)

	-U _x	U _y	U _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	K _z	
P ₂	UNT	.0000	1.008	.0000	4687	000	10.632	10.00	000	000	.822	10.00	000	8200	.587	8.70	4687	8200	.433	8.70	1.14
P ₁																					
Q ₁	BT	1.352	1.678	.0000	4687	000	10.632	9.848	000	000	.822	10.00	000	8200	.587	8.99	4687	8200	.433	8.70	1.14
Q ₂																					
	TRZ	1.352	1.678	2.760	4687	000	10.632	9.848	000	000	.822	10.00	000	8200	.587	8.99	4687	8200	.433	8.70	1.14

Vel. no plano y-x: 2.16 m/d || Vel. no plano y-z: 3.50 m/d || ângulo no plano y-x: 38.8 gr || ângulo no plano y-z: 50 gr

Fator de escala para X e Y : 10⁻²

Tabela 5.8 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular (P₀ P₂ Q₂ Q₀)

	-U _x	U _y	U _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	K _z	
P ₀	UNT	.0000	1.094	.0000	9373	000	.730	9.848	4687	000	.632	9.848	4687	8200	.433	8.61	9373	8200	.342	8.61	1.24
P ₂																					
Q ₂	BT	.073	.927	-.335	9373	000	.730	9.846	4687	000	.632	9.848	4687	8200	.433	8.70	9373	8200	.342	8.61	1.14
Q ₀																					
	TRZ	.073	.927	-.335	9373	8200	.730	9.846	4687	000	.632	9.848	4687	8200	.433	8.70	9373	8200	.342	8.61	1.24

Vel. no plano y-x: .929 m/d || Vel. no plano y-z: .987 m/d || ângulo no plano y-x: 4.5 gr || ângulo no plano y-z: 19.82 gr

Fator de escala para X e Y : 10⁻²

Tabela 5.9 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular (P₃ P₀ Q₀ Q₃)

	-V _x	V _y	V _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	(X _z)
P ₃ UN1	.0000	1.040	.0000	14050	000	0.760	9.846	9363	000	.730	9.846	9373	8200	.342	8.595	14050	8200	.348	8.595	11.1
P ₀																				
Q ₀ BT	1.352	1.678	.0000	14050	000	0.760	9.800	9363	000	.730	9.846	9373	8200	.342	8.61	4657	8200	.348	8.595	11.1
Q ₃																				
TR1	1.352	1.678	.930	14050	000	0.760	9.800	9363	000	.730	9.846	9373	8200	.342	8.61	4657	8200	.348	8.595	12.1

Vel. no plano y-x: 1.525 m/d || Vel. no plano y-z: 1.766 m/d || Ângulo no plano y-x: 0.4 gr || Ângulo no plano y-z: 31 gr

Fator de escala para X e Y : 10⁻²

Tabela 5.10 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular (P₄ P₃ Q₃ Q₄)

	-V _x	V _y	V _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	(X _z)
P ₄ UN1	.0000	1.150	.0000	18746	000	2.900	9.800	14050	000	.760	9.800	14060	8200	.348	8.35	18746	8200	.740	8.35	11.1
P ₃																				
Q ₃ BT	.073	1.04	-.335	18746	000	2.900	9.650	14050	000	.760	9.800	14060	8200	.348	8.595	18746	8200	.740	8.35	11.1
Q ₄																				
TR1	-.041	1.04	-.040	18746	000	2.900	9.650	14050	000	.760	9.800	14060	8200	.348	8.595	18746	8200	.740	8.35	12.1

Vel. no plano y-x: 1.11 m/d || Vel. no plano y-z: 1.11 m/d || Ângulo no plano y-x: 21.7 gr || Ângulo no plano y-z: 2.06 gr

Fator de escala para X e Y : 10⁻²

Tabela 5.11 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular (Q₄ Q₃ R₃ R₄)

		-U _x	U _y	U _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	X _z
Q ₄	UNI	.0330	1.300	.000	18746	8200	0.746	8.595	14060	8200	.348	8.595	14060	18000	.775	6.58	18746	18000	2.63	6.580	1.1
Q ₃																					
R ₃	81	.370	1.277	.000	18746	8200	0.746	8.350	14060	8200	.348	8.595	14060	18000	.775	6.85	18746	18000	2.63	6.583	1.1
R ₄	781	.370	1.277	-.010	18746	8200	0.746	8.350	14060	8200	.348	8.595	14060	18000	.775	6.85	18746	18000	2.63	6.580	2.1
Vel. no plano y-x: 1.33 m/d Vel. no plano y-z: 1.33 m/d ângulo no plano y-x: 15.99 gr ângulo no plano y-z: 0.4 gr																					
Fator de escala para X e Y : 10 ⁻²																					

Tabela 5.12 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular (Q₃ Q₀ R₀ R₃)

		-U _x	U _y	U _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	X _z
Q ₃	UNI	.0000	1.293	.0000	14060	8200	.348	8.610	9373	8200	.342	8.610	9373	18000	1.295	6.890	14060	18000	0.775	6.85	1.1
Q ₀																					
R ₀	81	.0230	1.297	-.3350	14060	8200	.348	8.595	9373	8200	.342	8.610	9373	18000	1.295	6.890	14060	18000	0.775	6.85	1.1
R ₃	781	-.0340	1.297	-.0340	14060	8200	.348	8.595	9373	8200	.342	8.610	9373	18000	1.295	6.890	14060	18000	0.775	6.85	2.1
Vel. no plano y-x: 1.297 m/d Vel. no plano y-z: 1.297 m/d ângulo no plano y-x: 1.04 gr ângulo no plano y-z: 1.50																					
Fator de escala para X e Y : 10 ⁻²																					

Tabela 5.13 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular ($Q_0 Q_2 R_2 R_0$)

		$-U_x$	U_y	U_z	$-X_1$	Y_1	Z_1	H_1	$-X_2$	Y_2	Z_2	H_2	$-X_3$	Y_3	Z_3	H_3	$-X_4$	Y_4	Z_4	H_4	K_z
Q_0	UNI	.0000	1.171	.000	9374	8200	0.342	8.70	4687	8200	.433	8.70	4687	18000	1.305	6.89	9373	18000	1.295	6.89	1.1
Q_2																					
R_2	BI	.097	1.471	.000	9373	8200	0.342	8.61	4687	8200	.433	8.70	4687	18000	1.305	6.956	9373	18000	1.295	6.89	1.1
R_0																					
	TRI	.097	1.471	-.010	9373	8200	0.342	8.61	4687	8200	.433	8.70	4687	18000	1.305	6.956	9373	18000	1.295	6.89	1.1

Vel. no plano y-x: 1.474 m/d || Vel. no plano y-z: 1.489 m/d || Ângulo no plano y-x: 3.76 gr || Ângulo no plano y-z: 8.11 gr

Fator de escala para X e Y : 10^{-2}

Tabela 5.14 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular ($Q_2 Q_1 R_1 R_2$)

		$-U_x$	U_y	U_z	$-X_1$	Y_1	Z_1	H_1	$-X_2$	Y_2	Z_2	H_2	$-X_3$	Y_3	Z_3	H_3	$-X_4$	Y_4	Z_4	H_4	K_z
Q_2	UNI	.0000	1.09	.0000	4687	8200	.433	8.990	000	8200	.587	8.990	000	18000	1.385	6.956	4687	18000	1.305	6.956	1.1
Q_1																					
R_1	BI	.3600	1.510	.0000	4687	8200	.433	8.700	000	8200	.587	8.990	000	18000	1.385	7.22	4687	18000	1.305	6.956	1.1
R_2																					
	TRI	-.3600	1.510	-.2500	4687	8200	.433	8.700	000	8200	.587	8.990	000	18000	1.385	7.22	4687	18000	1.305	6.956	1.1

Vel. no plano y-x: 1.55 m/d || Vel. no plano y-z: 1.57 m/d || Ângulo c/ eixo y: 13.5 gr || Ângulo no plano y-z: 9.16 gr

Fator de escala para X e Y : 10^{-2}

Tabela 5.15 - Coordenadas dos Poços, Cargas Hidráulicas, Velocidades e Ângulos.
Configuração Retangular (P₄ P₁ Q₁ Q₄ Q₄ Q₁ R₁ R₄ P₄ P₁ R₁ R₄)

		U _x	U _y	U _z	-X ₁	Y ₁	Z ₁	H ₁	-X ₂	Y ₂	Z ₂	H ₂	-X ₃	Y ₃	Z ₃	H ₃	-X ₄	Y ₄	Z ₄	H ₄	K _r
P ₄	UNI	.0000	.8868	.0000	19846	000	2.650	10.00	1100	000	.221	10.00	1100	8200	.000	8.99	19846	8200	.448	8.99	2%
P ₁																					
Q ₁	BI	.3569	.8525	.0000	19846	000	2.650	9.50	1100	000	.221	10.00	1100	8200	.000	8.99	19846	8200	.448	8.14	1%
Q ₄																					
	TAI	.3569	.8525	.1272	19846	000	2.650	9.50	1100	000	.221	10.00	1100	8200	.000	8.99	19846	8200	.448	8.14	2%
Vel. res. no plano x-y: .89 m/d Vel. no espaço (xyz): .897 m/d Ângulo c/ eixo y: 16.6° Ângulo c/ plano horiz.: 7°																					
Q ₄	UNI	.0000	1.1451	.0000	1846	8200	.448	8.14	1100	8200	.000	8.14	1100	18000	.821	6.58	19846	18000	1.449	6.58	2%
Q ₁																					
R ₁	BI	.5272	2.0040	.0000	19846	8200	.448	8.14	1100	8200	.000	8.99	1100	18000	.821	7.22	19846	18000	1.449	6.58	1%
R ₄																					
	TAI	.5272	2.0040	-.8399	19846	8200	.448	8.14	1100	8200	.000	8.99	1100	18000	.821	7.22	19846	18000	1.449	6.58	2%
Vel. res. no plano x-y: 1.32 m/d Vel. no espaço (xyz): 1.32 m/d Ângulo c/ eixo y: 10.7° Ângulo c/ plano horiz.: 0°																					
P ₄	UNI	.0000	1.1120	.0000	19846	000	2.429	10.00	1100	000	.000	10.00	1100	18000	.600	7.22	19846	18000	1.228	7.22	2%
P ₁																					
R ₁	BI	.2646	1.1307	.0000	19846	000	2.429	9.50	1100	000	.000	10.00	1100	18000	.600	7.22	19846	18000	1.228	6.58	1%
R ₄																					
	TAI	.2646	1.1307	.0550	19846	000	2.429	9.50	1100	000	.000	10.00	1100	18000	.600	7.22	19846	18000	1.228	6.58	2%
Vel. res. no plano x-y: 1.26 m/d Vel. no espaço (xyz): 1.286 m/d Ângulo c/ eixo y: 19° Ângulo c/ plano horiz.: 11.6°																					

/ Fator de escala para X e Y : 10⁻²

6.- EFEITO DAS TAXAS ACENTUADAS DE BOMBEAMENTO SOBRE REBAIXAMENTOS NO CAMPO BIDIMENSIONAL DAS CARGAS NO AQUIFERO

6.1 - Introdução

A estimativa da água transportada exige um bom conhecimento dos parâmetros do sistema. O fluxo subterrâneo na maioria dos casos é obtido através de relações derivadas usando os dados dos poços de observações. As inclinações da superfície freática sob condições naturais serão pequenas, contudo, a respeito dos aquíferos adjacentes aos rios, com dimensões limitadas, as declividades longitudinais e transversais ao rio, como foi dito anteriormente, serão consideravelmente grandes. A situação se complica ainda com base do aquífero não horizontal. Assim, serão desenvolvidas cargas bidimensionais, cujos efeitos, devido as altas taxas de bombeamento sobre os correspondentes rebaixamentos, serão tratados nos próximos parágrafos.

6.2 - Cargas Bidimensionais desenvolvidas na Area de Estudo

As cargas desenvolvidas numa área de 60m x 60m perto do poço B' serão discutidas com diferentes taxas de bombeamento adotadas. O poço do teste da CDRM, como foi dito anteriormente, localiza-se a 30m do ponto B'. As cargas intermediárias foram determinadas usando o método de interpolação através da equação de Dupuit. Para esta finalidade, foram interpoladas as cargas ao longo do rio, por exemplo, 10m a 7.22m, 9.5m a 6.58m, e a equação

de Dupuit foi aplicada. Na mesma maneira, para as cargas laterais nas seções AA', BB' e CC', isto é, entre 10m a 9.5m, 8.99m a 8.14m e 7.22m a 6.58m também foi aplicada a mesma equação, para fins de interpolação. Enquanto na maioria dos casos as cargas consideradas concordassem, pequenos ajustes foram necessários em alguns casos, a fim de achar uma curva suave que se ajuste a equação de Dupuit.

A tabela 6.1 mostra as cargas desenvolvidas na área de estudo com a taxa $Q=0$, sendo 0 aquela taxa adotada pela CDRM, para fins de teste de poço, igual a $26.6\text{m}^3/\text{h}$ (Tabela 4.4). O lado que mostra a variação de 8.77m, 8.73m para 8.72m, 8.75m está afastado do rio enquanto as cargas que variam de 8.61m, 8.77m para 8.54m, 8.35m está mais próximo ao rio. O poço se localiza no centro, com carga de 6.38m. A rede é de 13 x 12 representando 13 cargas transversais e 12 cargas longitudinais. Assim o poço parece não centralmente localizado devido a última linha transversal que não aparece na tabela, o que foi uma limitação para fazer gráficos.

Tabelas 6.2, 6.3 representam correspondentemente as cargas realizadas com aplicação das taxas 1.50 e 20. Os valores registrados nos poços para estas taxas foram 4.79m e 2.27m, respectivamente.

Através da regressão linear as outras cargas a partir da superfície até o fundo do aquífero para correspondentes vazões foram calculadas e apresentadas abaixo:

Q	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3
$h(m)$	6,1	5,8	5,5	5,2	4,8	4,4	3,9	3,4	2,9	2,3	1,6	0,8	0,0

onde Q = vazão adotada pela CDRM = $26,6\text{m}^3/\text{h} = 0,0074\text{m}^3/\text{s}$ e

h = carga no centro do poço, em metros

6.2.1 - Discussão dos Resultados

As tabelas indicam que a variação ao longo do rio é maior do que a transversal, por exemplo, na tabela 6.1 a variação ao longo da seção longitudinal, que contém o poço é $0,55\text{m}$ ($8,70\text{m} - 8,15\text{m}$), enquanto a variação transversal na seção que contém o poço é $0,20\text{m}$ ($8,66 - 8,64\text{m}$), tratando os valores nas extremidades das seções. As cargas realizadas com 1.50 e 20 mostraram mesma tendência. Assim, será de interesse de plotar as cargas na seção longitudinal e as cargas na seção transversal. Estes diagramas foram realizados usando o programa CHART, versão 2.0, e representadas na forma das figuras 6.1 e 6.2 (para seções longitudinais e transversais, respectivamente, que contém o poço). Cada figura representa os três gráficos correspondentes às vazões de $Q=0$, $Q=1.50$ e $Q=20$.

Tabela 6.1 - Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q = Q_c$.
(Caso Bidimensional)

8.77	8.75	8.73	8.70	8.68	8.67	8.66	8.66	8.67	8.69	8.72	8.75
8.77	8.72	8.67	8.62	8.58	8.55	8.53	8.53	8.55	8.59	8.65	8.78
8.76	8.68	8.61	8.53	8.46	8.41	8.38	8.38	8.41	8.46	8.51	8.57
8.74	8.54	8.54	8.44	8.33	8.24	8.19	8.20	8.25	8.32	8.37	8.41
8.73	8.61	8.48	8.34	8.19	8.03	7.92	7.98	8.08	8.18	8.25	8.28
8.71	8.58	8.43	8.26	8.04	7.76	7.46	7.69	7.91	8.06	8.15	8.19
8.70	8.56	8.40	8.21	7.94	7.48	6.38	7.41	7.80	8.00	8.10	8.15
8.67	8.55	8.41	8.24	8.02	7.74	7.44	7.67	7.88	8.02	8.11	8.15
8.66	8.55	8.44	8.31	8.16	8.00	7.89	7.94	8.03	8.11	8.16	8.18
8.64	8.57	8.49	8.39	8.30	8.20	8.14	8.15	8.18	8.21	8.24	8.24
8.63	8.59	8.54	8.49	8.43	8.37	8.33	8.32	8.33	8.33	8.32	8.31
8.61	8.62	8.61	8.58	8.55	8.52	8.49	8.48	8.47	8.46	8.42	8.36
8.61	8.67	8.69	8.68	8.67	8.65	8.64	8.63	8.62	8.60	8.54	8.35

Tabela 6.2 - Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=1,5Q_c$.
(Caso Bidimensional)

8.77	8.74	8.70	8.67	8.64	8.62	8.60	8.61	8.62	8.65	8.69	8.74
8.77	8.69	8.62	8.55	8.49	8.44	8.41	8.41	8.44	8.50	8.59	8.78
8.76	8.64	8.53	8.42	8.31	8.23	8.18	8.18	8.23	8.30	8.38	8.47
8.74	8.59	8.44	8.28	8.12	7.97	7.89	7.71	7.99	8.09	8.17	8.23
8.73	8.55	8.35	8.14	7.90	7.65	7.47	7.56	7.73	7.88	7.98	8.04
8.71	8.51	8.28	8.01	7.67	7.22	6.74	7.12	7.46	7.70	7.84	7.91
8.70	8.48	8.25	7.95	7.52	6.77	4.79	6.65	7.30	7.61	7.77	7.84
8.67	8.48	8.26	7.99	7.65	7.20	6.71	7.09	7.43	7.65	7.79	7.85
8.66	8.49	8.31	8.10	7.87	7.61	7.43	7.51	7.66	7.79	7.87	7.91
8.64	8.52	8.38	8.23	8.08	7.93	7.84	7.84	7.90	7.96	8.00	8.02
8.63	8.55	8.47	8.37	8.27	8.19	8.13	8.12	8.13	8.14	8.15	8.14
8.61	8.60	8.56	8.51	8.45	8.40	8.37	8.35	8.35	8.34	8.31	8.26
8.61	8.66	8.66	8.64	8.62	8.60	8.58	8.57	8.56	8.53	8.49	8.31

Tabela 6.3 - Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=2Q$.
(Caso Bidimensional)

8.76	8.72	8.68	8.63	8.59	8.56	8.55	8.55	8.57	8.60	8.66	8.72
8.77	8.67	8.57	8.47	8.39	8.32	8.29	8.29	8.33	8.40	8.53	8.78
8.76	8.61	8.45	8.30	8.16	8.04	7.98	7.98	8.05	8.14	8.25	8.37
8.74	8.54	8.34	8.12	7.90	7.70	7.58	7.61	7.72	7.85	7.97	8.05
8.73	8.48	8.22	7.93	7.59	7.24	6.99	7.12	7.36	7.56	7.71	7.79
8.71	8.44	8.13	7.76	7.28	6.64	5.92	6.49	6.99	7.32	7.52	7.62
8.70	8.41	8.08	7.67	7.08	5.98	2.27	5.80	6.76	7.20	7.43	7.53
8.67	8.41	8.10	7.74	7.26	6.62	5.89	6.45	6.95	7.27	7.45	7.54
8.66	8.43	8.18	7.89	7.56	7.20	6.95	7.06	7.27	7.46	7.58	7.64
8.64	8.47	8.28	8.07	7.85	7.65	7.52	7.53	7.61	7.70	7.76	7.79
8.63	8.51	8.39	8.25	8.12	7.99	7.92	7.90	7.92	7.95	7.97	7.97
8.61	8.57	8.51	8.43	8.35	8.28	8.24	8.22	8.22	8.22	8.20	8.15
8.61	8.65	8.64	8.61	8.57	8.54	8.52	8.51	8.50	8.49	8.44	8.27

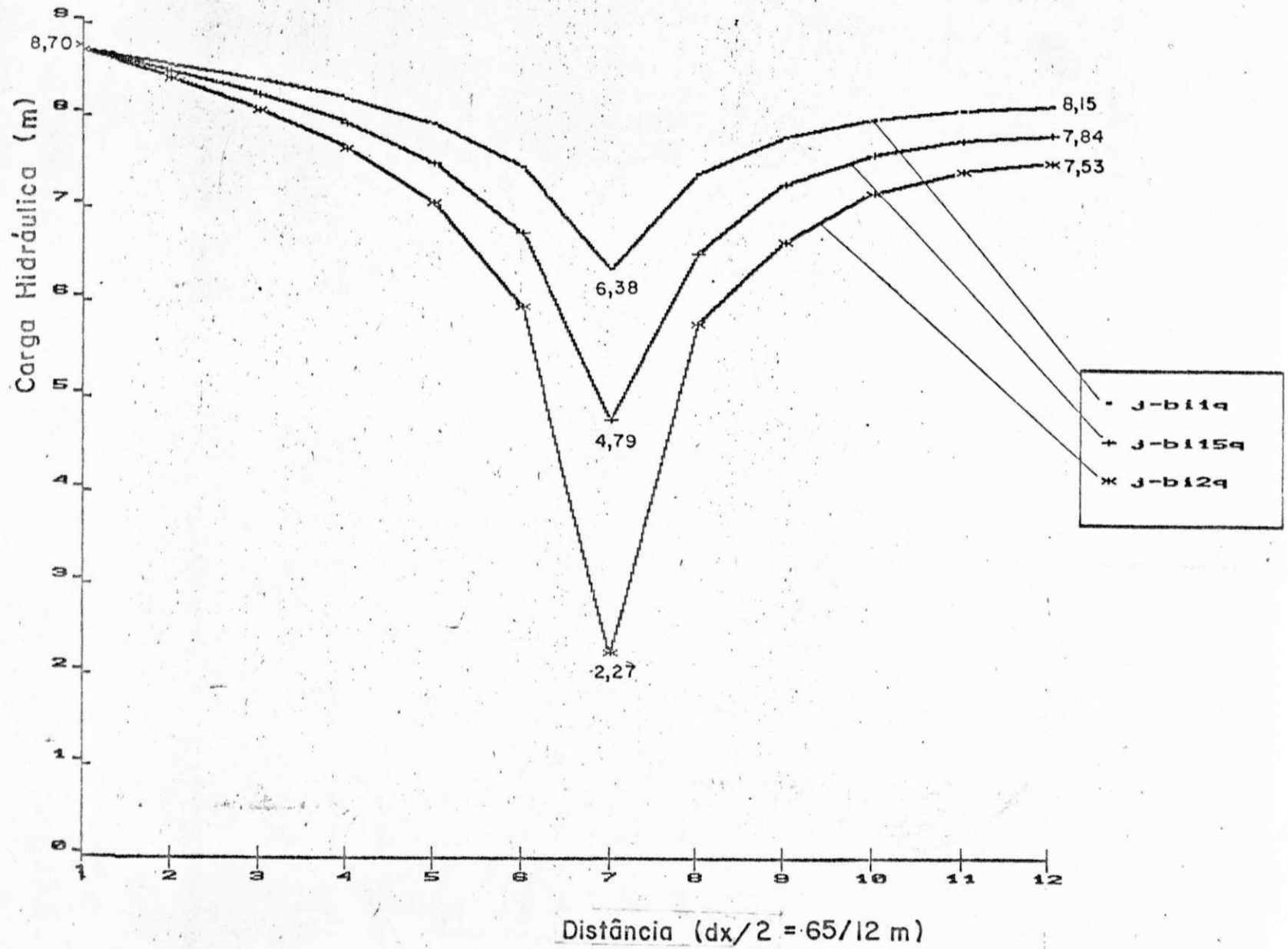


Fig. 6.1 - Cargas Realizadas para Fluxo Bidimensional ao Longo do Rio.
Vazões (1Q, 1,5Q, 2Q)

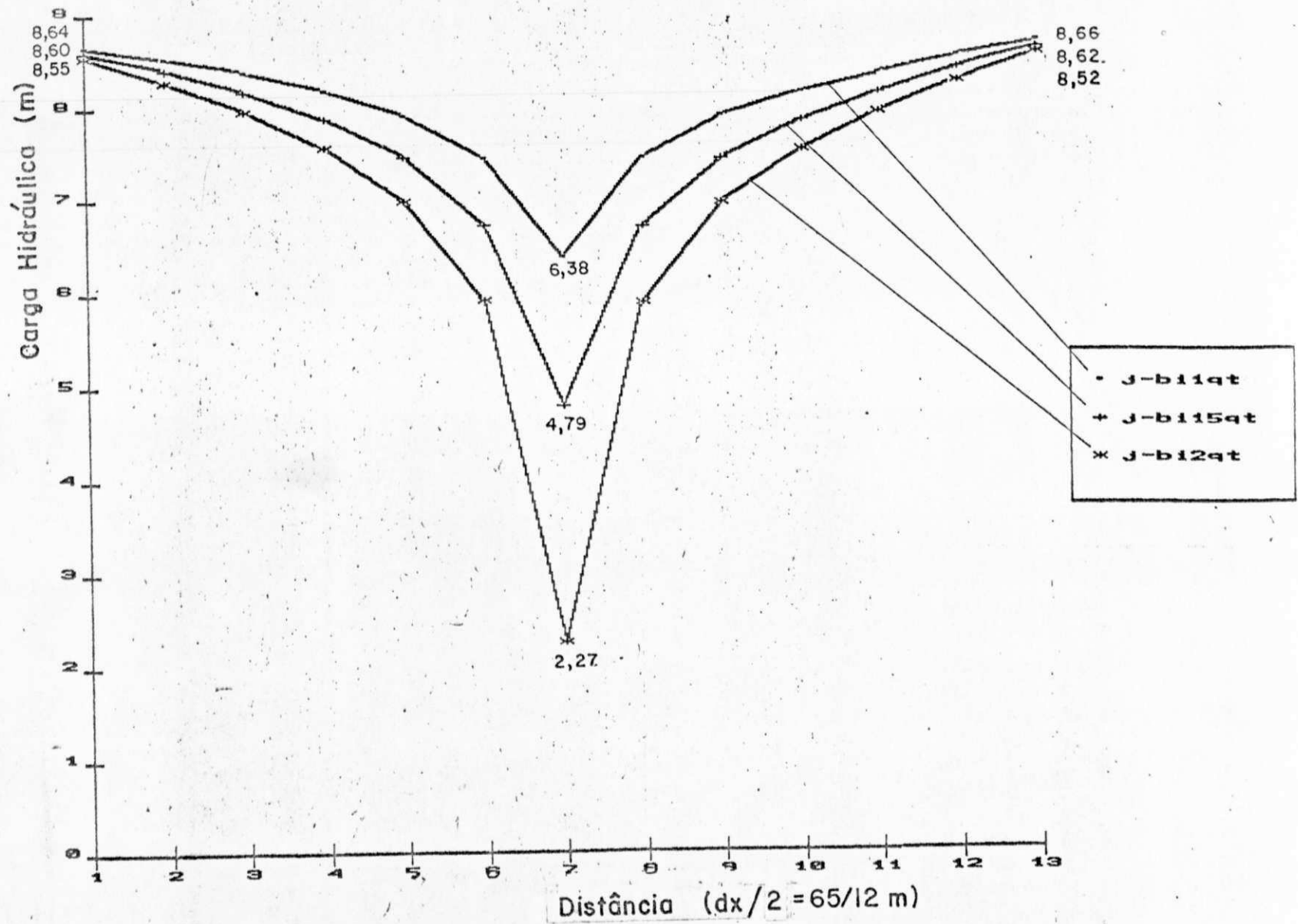


Fig. 6.2 - Cargas Realizadas para Fluxo Bidimensional Transversal ao Rio. (Vazões 1Q, 1,5Q, 2Q)

6.3 - Comparação entre Efeitos de Bombeamentos sobre Cargas Unidimensionais e Bidimensionais

O caso unidimensional ocorre quando as cargas variam ao longo de uma direção fixa, como ao longo do rio, mas não variam na direção transversal. Assim o efeito do bombeamento neste caso não será a mesma considerada para fluxo e cargas bidimensionais.

Para fins de comparação entre as cargas bidimensionais e unidimensionais, realizadas devido as altas taxas aplicadas de bombeamento, resultando em rebaixamentos acentuados na área de pesquisa, foi feito um estudo envolvendo os dois parâmetros. Portanto, a área em estudo acima foi sujeita às cargas unidimensionais (Tabelas 6.4, 6.5 e 6.6) sem declividade na direção transversal, porém com declividades longitudinais, seguindo a lei de Dupuit. Assim, as cargas para os casos unidimensionais variam de montante para jusante, como: de 8.78m para 8.36m com $Q = 0$, de 8.78m para 8.35m com $Q = 1.50$ e 8.78m para 8.35m com $Q = 20$, respectivamente.

Uma vista as tabelas de cargas realizadas no caso unidimensional, revela que com baixa vazão igual a "0" o rebaixamento no caso unidimensional é maior que o rebaixamento no caso bidimensional e essa tendência continua quase até pouco maior de que a taxa de 1.50. Para 1.50 também o rebaixamento no caso unidimensional é maior que o bidimensional, porém, o quadro muda para taxas maiores que esta, tendo maiores rebaixamentos no caso bidimensional em comparação com o caso unidimensional. Isto pode ser atribuído devido ao efeito das elevações das bases que tem influência sobre os rebaixamentos.

Uma outra razão para esta inversão no quadro pode ser devido às mudanças nas propriedades da matriz do aquífero na direção vertical, como permeabilidade, estratificação/anisotropia na direção vertical, ou até na direção horizontal.

A menos de detalhadamente investigar estas mudanças através de amostras tiradas e estudar os perfis cuidadosamente, é difícil de atribuir a causa dessa tendência.

Uma figura em três dimensões foi plotada, através do programa SURF, mostrando uma visão perspectiva das cargas bidimensionais com vazão 20 (Fig. 6.5).

Tabela 6.4 - Cargas Hídricas Realizadas após Bombeamento $Q=Q_c$.
(Caso Unidimensional)

8.78	8.76	8.73	8.70	8.67	8.65	8.63	8.62	8.60	8.57	8.51	8.36
8.78	8.73	8.67	8.61	8.56	8.51	8.47	8.45	8.42	8.38	8.31	8.18
8.78	8.70	8.61	8.52	8.44	8.36	8.30	8.27	8.25	8.22	8.17	8.08
8.78	8.67	8.56	8.43	8.31	8.19	8.10	8.08	8.08	8.08	8.07	8.02
8.78	8.65	8.50	8.34	8.16	7.97	7.83	7.85	7.91	7.96	7.98	7.98
8.78	8.63	8.46	8.26	8.02	7.71	7.37	7.57	7.76	7.87	7.93	7.95
8.78	8.62	8.44	8.23	7.93	7.44	6.29	7.30	7.66	7.83	7.91	7.94
8.78	8.63	8.46	8.26	8.02	7.71	7.37	7.57	7.76	7.87	7.93	7.95
8.78	8.65	8.50	8.34	8.16	7.97	7.83	7.85	7.91	7.96	7.98	7.98
8.78	8.67	8.56	8.43	8.31	8.19	8.10	8.08	8.08	8.08	8.07	8.02
8.78	8.70	8.61	8.52	8.44	8.36	8.30	8.27	8.25	8.22	8.17	8.08
8.78	8.73	8.67	8.61	8.56	8.51	8.47	8.45	8.42	8.38	8.31	8.18
8.78	8.76	8.73	8.70	8.67	8.65	8.63	8.62	8.60	8.57	8.51	8.36

**Tabela 6.5 - Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q=1,5Q$.
(Caso Unidimensional)**

8.78	8.74	8.71	8.67	8.64	8.61	8.59	8.57	8.56	8.54	8.49	8.35
8.78	8.71	8.63	8.55	8.48	8.42	8.37	8.35	8.34	8.32	8.27	8.16
8.78	8.67	8.55	8.43	8.31	8.21	8.14	8.11	8.11	8.12	8.10	8.05
8.78	8.63	8.47	8.29	8.11	7.96	7.85	7.84	7.88	7.94	7.97	7.97
8.78	8.59	8.39	8.16	7.90	7.64	7.44	7.50	7.64	7.77	7.86	7.92
8.78	8.57	8.33	8.04	7.68	7.22	6.71	7.07	7.41	7.64	7.78	7.88
8.78	8.56	8.30	7.99	7.55	6.78	4.77	6.63	7.26	7.57	7.75	7.87
8.78	8.57	8.33	8.04	7.68	7.22	6.71	7.07	7.41	7.64	7.78	7.88
8.78	8.59	8.39	8.16	7.90	7.64	7.44	7.50	7.64	7.77	7.86	7.92
8.78	8.63	8.47	8.29	8.11	7.96	7.85	7.84	7.88	7.94	7.97	7.97
8.78	8.67	8.55	8.43	8.31	8.21	8.14	8.11	8.11	8.12	8.10	8.05
8.78	8.71	8.63	8.55	8.48	8.42	8.37	8.35	8.34	8.32	8.27	8.16
8.78	8.74	8.71	8.67	8.64	8.61	8.59	8.57	8.56	8.54	8.49	8.35

Tabela 6.6 - Cargas Hidráulicas Realizadas após Bombeamento $Q = 2Q$.
(Caso Unidimensional)

8.78	8.73	8.69	8.64	8.60	8.56	8.54	8.53	8.52	8.51	8.47	8.34
8.78	8.68	8.59	8.49	8.40	8.32	8.27	8.25	8.25	8.25	8.22	8.14
8.78	8.63	8.48	8.32	8.18	8.05	7.97	7.95	7.98	8.01	8.03	8.01
8.78	8.58	8.37	8.15	7.92	7.71	7.58	7.60	7.69	7.79	7.87	7.93
8.78	8.54	8.27	7.97	7.63	7.28	7.02	7.14	7.37	7.58	7.74	7.86
8.78	8.50	8.19	7.82	7.34	6.69	5.98	6.54	7.05	7.40	7.64	7.81
8.78	8.49	8.16	7.74	7.15	6.06	2.46	5.88	6.85	7.32	7.60	7.80
8.78	8.50	8.19	7.82	7.34	6.69	5.98	6.54	7.05	7.40	7.64	7.81
8.78	8.54	8.27	7.97	7.63	7.28	7.02	7.14	7.37	7.58	7.74	7.86
8.78	8.58	8.37	8.15	7.92	7.71	7.58	7.60	7.69	7.79	7.87	7.93
8.78	8.63	8.48	8.32	8.18	8.05	8.97	7.95	7.98	8.01	8.03	8.01
8.78	8.68	8.58	8.49	8.40	8.32	8.27	8.25	8.25	8.25	8.22	8.14
8.78	8.73	8.69	8.64	8.60	8.56	8.54	8.53	8.52	8.51	8.47	8.34

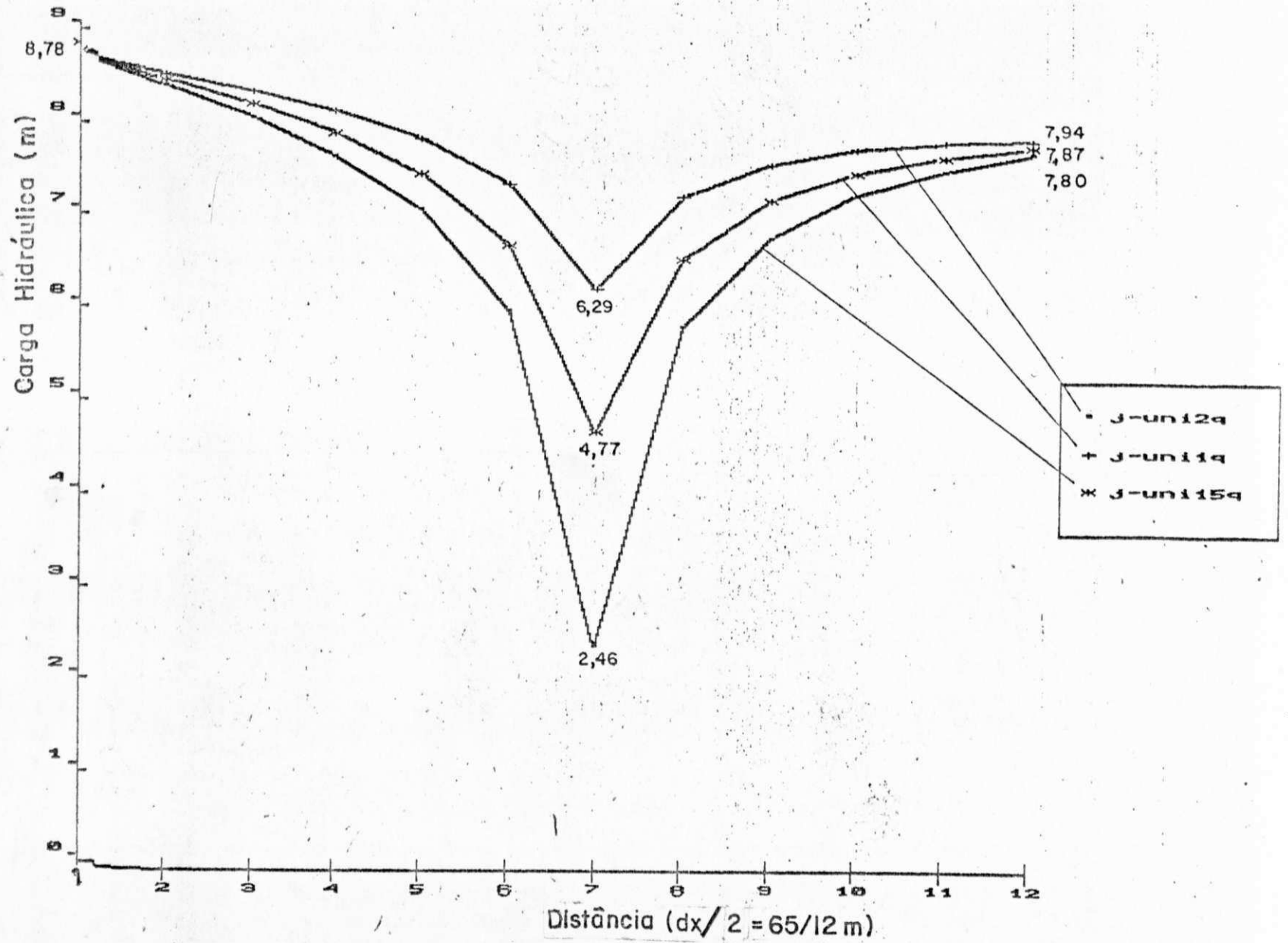


Fig. 6.3 - Cargas Realizadas para Fluxo Unidimensional ao Longo do Rio.
(Vazões 1Q, 1,5Q, 2Q)

para simular o movimento da poluição do aquífero. O efeito desta fonte, localizada dentro da área, pode ser delimitada pelas linhas de fluxo mais exteriores, que podem ser capturadas pelo poço. Se a dispersão não está considerada e o fluxo fosse o único mecanismo de transporte, as partículas poluentes dentro da



área mencionada seriam capturadas pelo poço.

Na descontaminação de aquíferos, o interesse frequentemente é com a otimização do projeto de um sistema de extração que garanta a captura e a remoção completa de um pluma de contaminação, dentro de um tempo razoável.

Assim, a pesquisa sobre a delimitação da zona de atração de poluente exige conhecimentos detalhados, e conceitos fundamentais que formam a base de uma das mais importantes áreas da prevenção de poluição de água subterrânea: a proteção de poço.

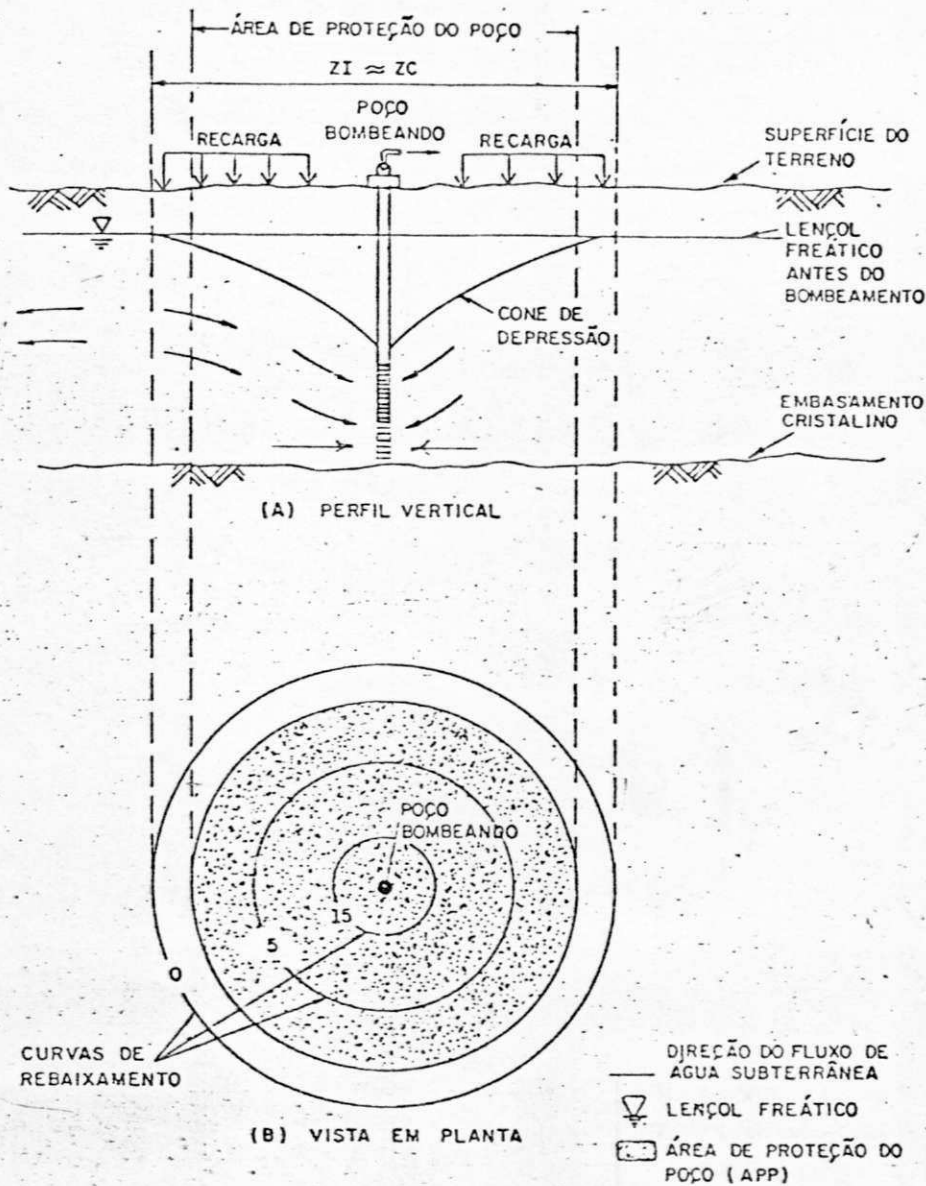


Fig. 6.6 - Representação Gráfica Mostrando o Tempo de Trânsito e as Zonas de Contribuição, Influência e Transporte na Proteção do Poço. (U.S. EPA, 1988)

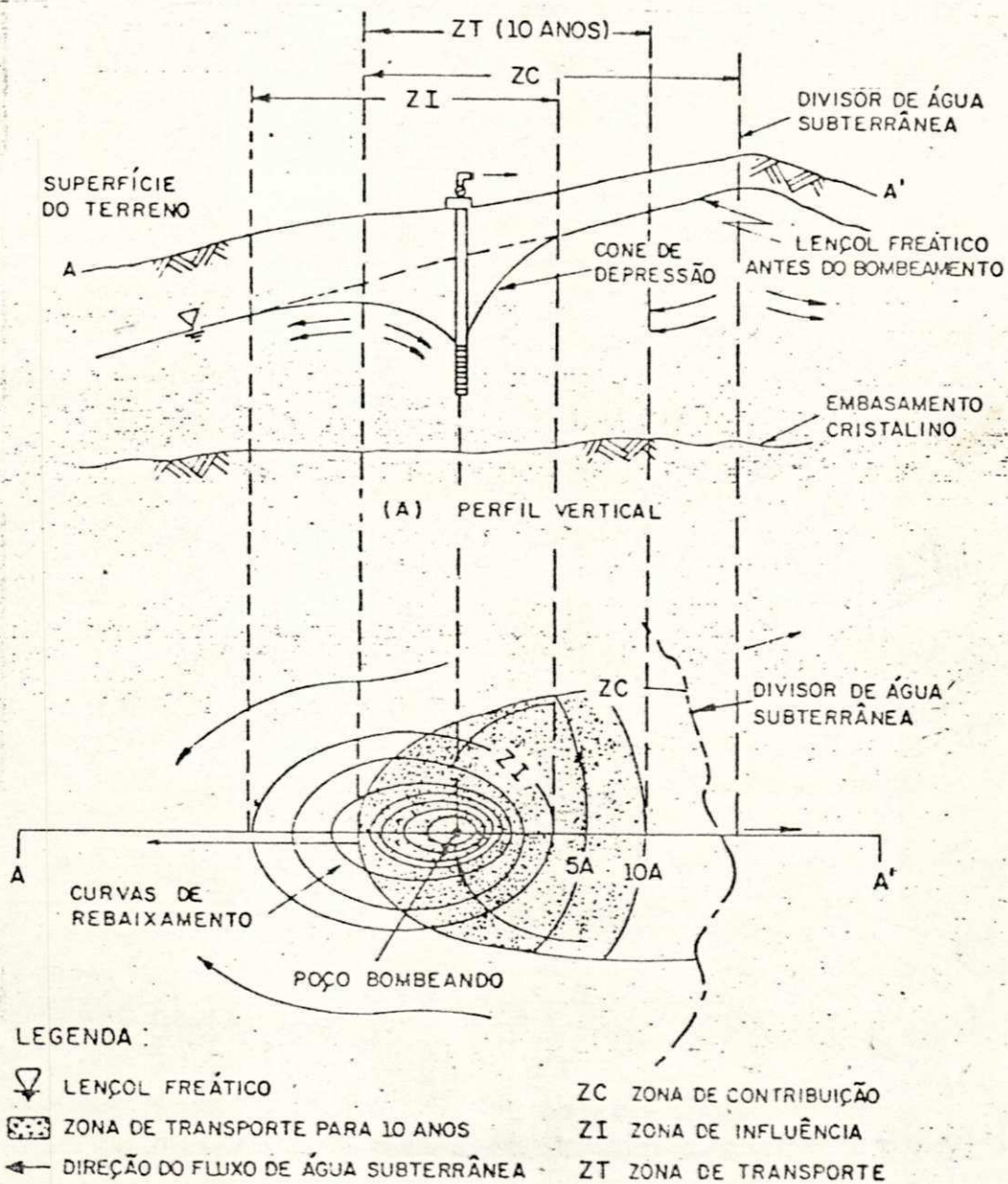


Fig. 6.7 - Critérios de Tempo de Trânsito e as Zonas de Contribuição, Influência e Transporte.

6.5 - Prevenção de Contaminação de Água Subterrânea

6.5.1 - Estabelecimento de Zona de Proteção de Poços

Programas adequados estabelecendo zonas de proteção para poços públicos de abastecimento de água, devem determinar as áreas de proteção de poços e identificar fontes potenciais de contaminação. Caso o raio de influência (Fig. 6.6) arbitrariamente especificado seja muito grande, a proteção extra resulta em custos adicionais na aquisição de terras para proteger zonas que não estão ameaçadas. A subproteção é, contudo, potencialmente mais perigosa. Se o raio especificado não inclui a zona total de captura ou não é suficientemente grande para permitir uma atenuação adequada (Fig. 6.7), os contaminantes podem destruir o poço e possivelmente resultar em custos de substituição do poço.

6.6 - Efeitos de Gradientes Acentuados e de Taxas de Bombeamento Sobre Rede de Fluxo

As figuras 6.8 e 6.9 mostram os efeitos do gradiente nos contornos da Zona de Transporte e no contorno da Zona de Contribuição. Comparando-se as figuras 6.8 e 6.9, observa-se um aumento considerável na zona de contribuição quando a inclinação do lençol freático diminui, no caso de uma vazão de $Q=2Q$ para $Q=Q$, assim como um fator de redução da vazão de 2. A influência a montante é diminuída e o poço pode captar água de uma área maior, como pode ser visto na Fig. 6.9 onde a área de captação é maior que a da Fig. 6.8.

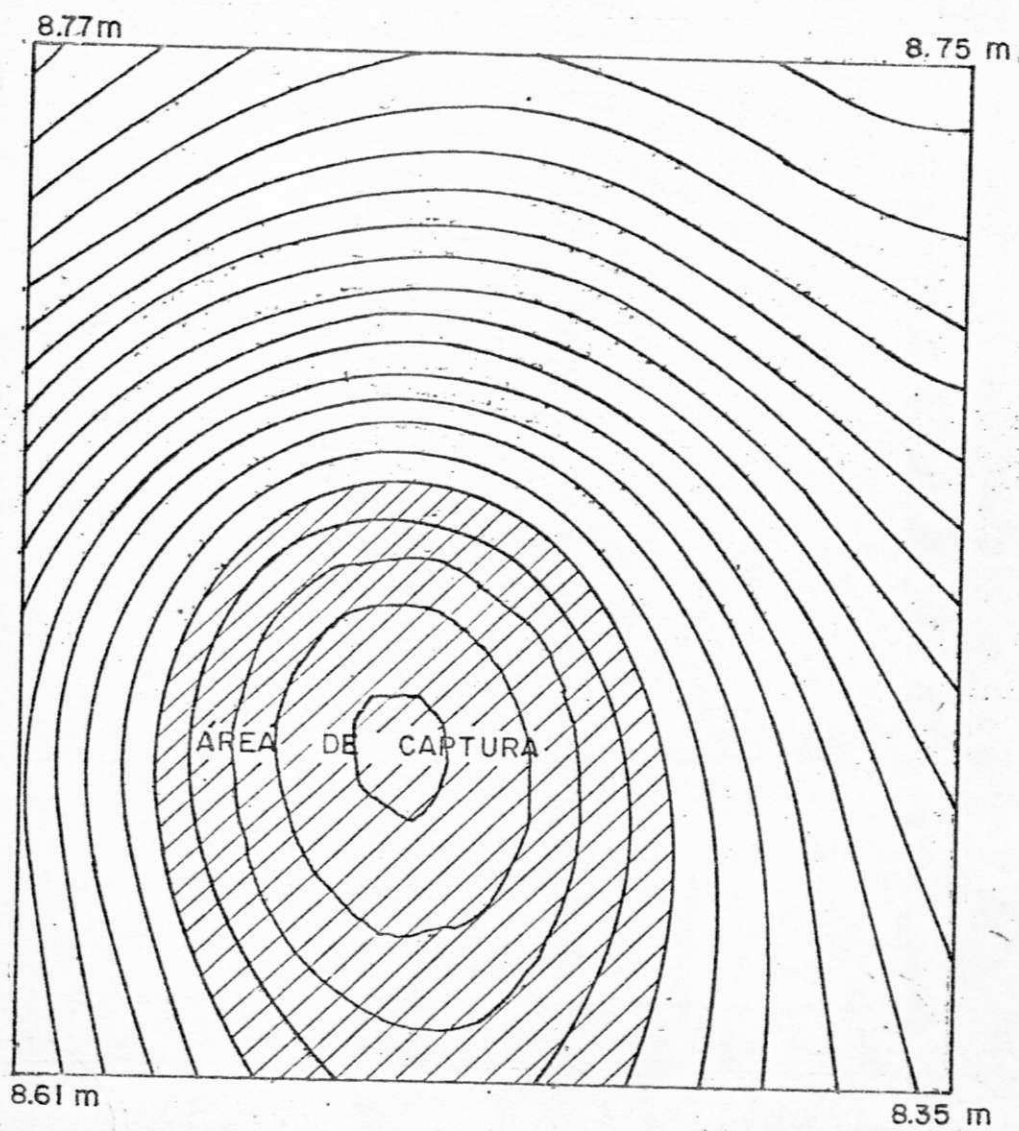


Fig. 6.8-Linhas Equipotenciais realizadas após Taxa de Bombeamento de 1Q.

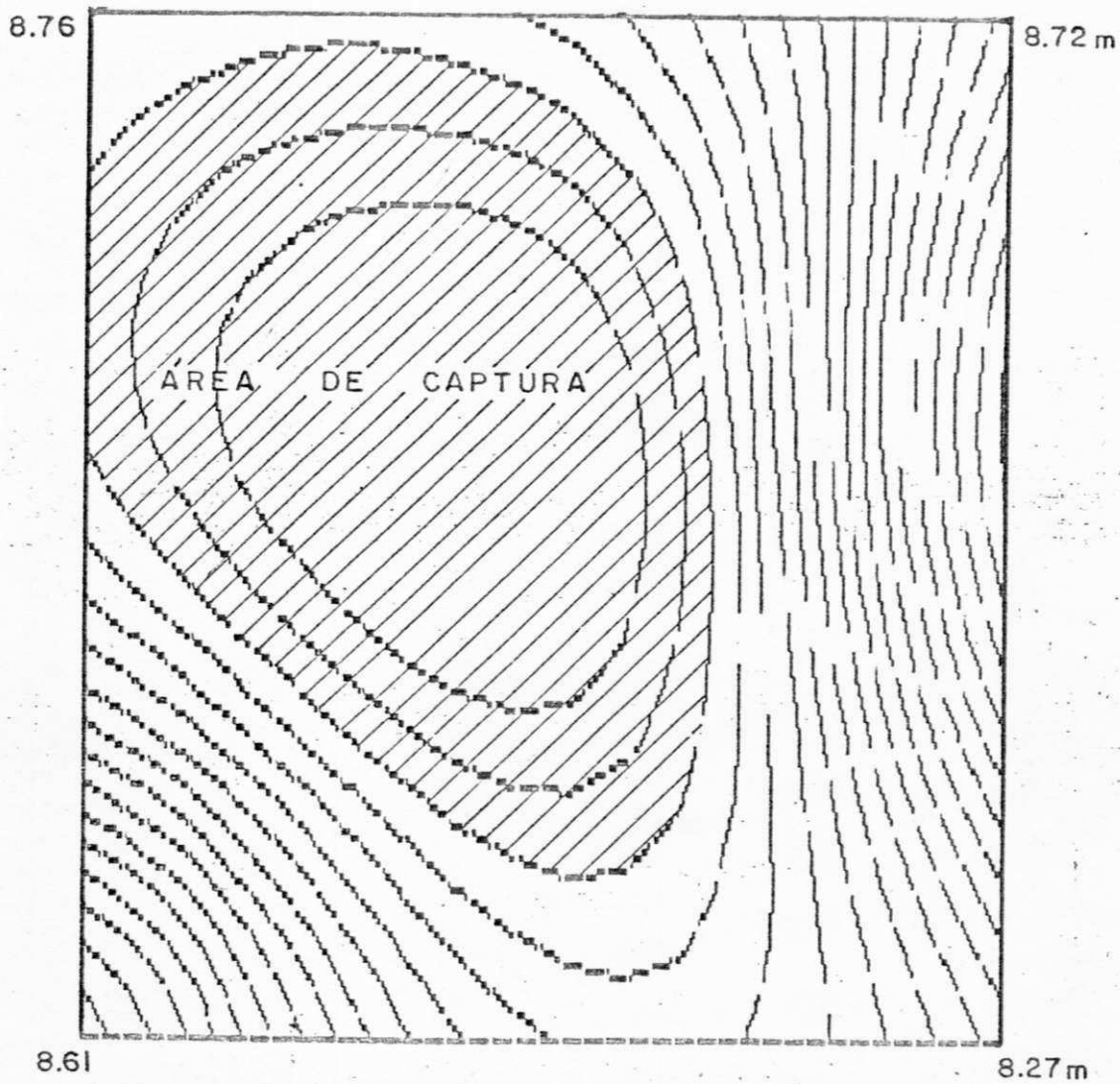


Fig. 6.9- Linhas Equipotenciais realizadas após Taxa de Bombeamento de $2Q$. (Observe-se área de captação maior do que o caso de $1Q$).

As linhas equipotenciais não estão orientadas ao longo da direção do rio, mas, com uma inclinação para este. As figuras, assim geradas tem uma distorção em comparação aos círculos da Fig. 6.6.

Quanto menor o gradiente e maior a taxa de bombeamento, mais concêntricos e circulares se tornam os contornos da Zona de Transporte, como as Figs. 6.10 e 6.11 confirmam (Geraghty e Miller, 1989).

6.7 - Conceito de Zona de Contribuição

A Fig. 6.7 define algumas terminologias importantes usadas na delimitação de áreas de proteção do poço, quando o gradiente do lençol freático, antes do bombeamento, for apreciável. Como discutido anteriormente, a ZC define a área superficial de recarga e todas as regiões subsuperficiais de fluxo de onde o poço bombeado recebe água. Como tal, ela é um conceito extremamente importante, embora de certo modo mal interpretado por muitos engenheiros.

O cone de depressão ou Zona de Influência de um poço bombeando define uma área superficial de recarga, que é a fonte primária de água para o poço. Isso é a mesma coisa que dizer que a zona de influência é igual a zona de contribuição.

Qualquer infiltração vertical de água ou de contaminantes, que intercepte o cone de depressão, eventualmente entrará no poço (Fig. 6.7). Sob essas circunstâncias, o cone de depressão será perfeitamente circular (Fig. 6.6); a zona de contribuição é a área superficial circular de recarga diretamente acima do cone de

depressão; e qualquer infiltração vertical que ocorra dentro dessa área circular de recarga interceptará o cone de depressão e eventualmente entrará no poço bombeando. Como a água subterrânea em aquíferos freáticos está continuamente em movimento, sempre deverá existir um gradiente regional ou um nível estático inclinado. A Zona de Contribuição não será igual à Zona de Influência, quando a superfície é apreciavelmente inclinada antes do bombeamento começar. A diferença numérica entre a Zona de Contribuição e a Zona de Influência depende do grau dessa inclinação e da taxa de bombeamento. Sob condições de inclinação, virá mais água da porção a montante do que da porção a jusante. É evidente que os contaminantes que estiverem fora do cone de influência deste poço, mas dentro da ZC, eventualmente migrarão para o poço. Na Fig. 6.7, a Zona de Contribuição estende-se consideravelmente a montante até encontrar um divisor de água subterrânea. Pode-se ver também que nem toda a recarga vertical que intercepta o cone de depressão entrará no poço. A inclinação do lençol freático causa um ponto de divisão ou estagnação na porção a jusante do cone de depressão. Qualquer infiltração vertical à esquerda dessa divisão, não no poço, ao contrário, migrará a jusante, apesar de estar dentro do cone de influência. Isso pode ser considerado uma vantagem ou uma desvantagem, dependendo do propósito do poço bombeando. Se o poço for de abastecimento d'água, os geradores de contaminação acima da zona de influência e a jusante da divisão não ameaçarão o poço. Se o poço estiver sendo usado para descontaminação, os contaminantes a jusante do ponto de estagnação, embora ainda dentro do cone de

influência, não serão removidos pelo poço.

Estes conceitos poderão fazer parte dos estudos, para aqueles que posteriormente quiserem seguir essa linha de pesquisa sugerida, para solucionar problemas ligados a poluição e análise qualitativa e quantitativa dos mesmos, com dados suficientemente confiáveis.

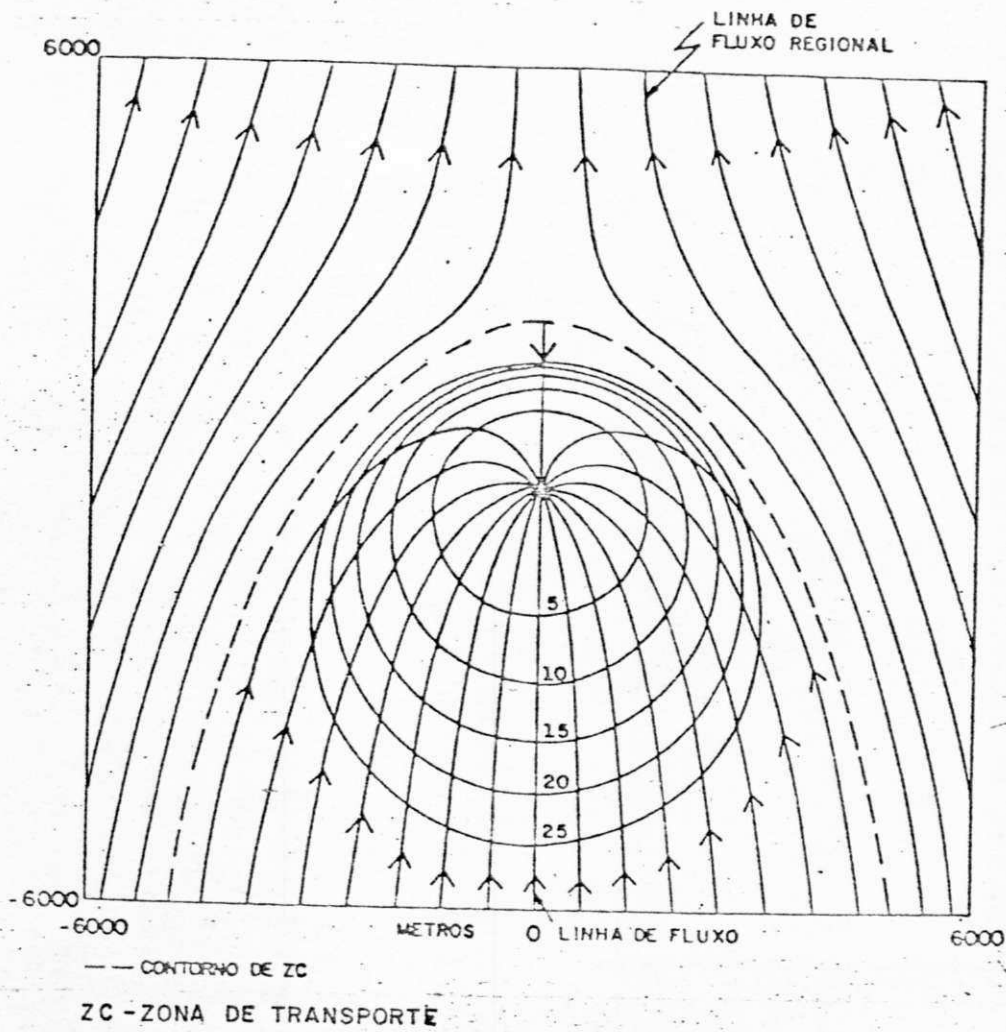
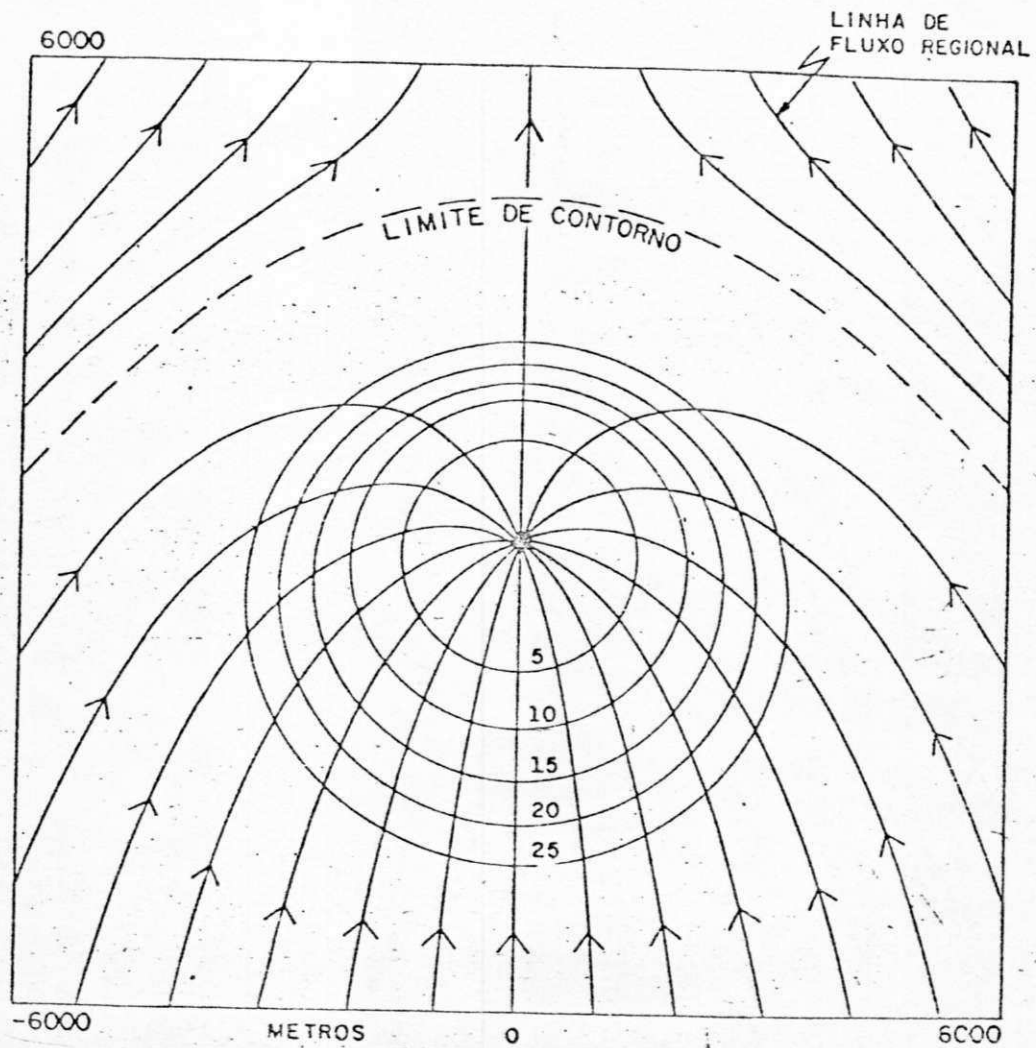


Fig. 6.10 - Efeito das Baixas Taxas de Bombeamento sobre o Lençol Freático Regional Altamente Inclinado. (Geraghty e Miller, 1989)



--- CONTORNO DE ZC
 ZC - ZONA DE TRANSPORTE

Fig. 6.11 - Efeito das Altas Taxas de Bombeamento sobre o Lençol Freático Regional Altamente Inclinado. (Geraghty e Miller, 1989)

7.- DETERMINAÇÃO DA GRANDEZA E DIREÇÃO DAS VELOCIDADES (A partir das cargas/rebaixamentos de 3 poços no campo)

7.1 - Introdução

O gradiente hidráulico que caracteriza o fluxo subterrâneo está sendo usado como parâmetro para medição da velocidade subterrânea. Os resultados assim obtidos, serão muitas vezes não confiáveis, porém, ainda assim estão sendo usados para execução pelos planejadores. O fluxo subterrâneo deve ser estimado na maioria dos casos através de relações derivadas, usando somente os dados dos poços piezométricos.

O procedimento aqui descrito se restringe em dados das cargas/rebaixamentos de 3 poços aleatoriamente selecionados no campo. Entre uma bateria de poços/piezômetros que registram as cargas e conseqüentemente os rebaixamentos, quaisquer 3 poços servirão para obtenção da grandeza e direção das velocidades. O procedimento tem o fundamento da pesquisa feita por Kashef (1986), como será visto adiante.

7.2 - Aspectos Teóricos

O gradiente hidráulico inicial e os valores subsequentes podem ser calculados diretamente dos dados piezométricos. A determinação da quantidade de água transportada exige um bom conhecimento da transmissibilidade do sistema. O produto do gradiente hidráulico com a transmissibilidade resultaria na

quantidade de água transportada através de uma determinada seção. As declividades sob condições naturais da superfície piezométrica ou superfície freática são pequenas e podem ser tratadas como uma margem/contorno com carga determinada. Uma carga pré fixada pode ser um ponto inicial para determinação de fluxo no domínio do aquífero adjacente e no sentido do rio, quando este é significativamente grande.

7.3 - Aplicação dos Conceitos para Determinação da Direção e Grandeza das Velocidades

Investigações sobre transportes de contaminantes a respeito da água subsuperficial frequentemente requer o cálculo dos componentes de velocidade e a direção da mesma. Foi apresentado aqui um método simples para calcular esta direção, seguindo o procedimento sugerido por Kashef (1986).

O método de construção das linhas equipotenciais do fluxo realizadas será como o seguinte na área de estudo: Os poços de observações instalados na área de estudo permitirão a água do aquífero entrar nas tubulações. Numa forma simples, o poço de observação é um tubo com base aberta através de furos ou filtros que completam a parte final do tubo. Geralmente quando um poço de observação tem somente base aberta, o nível da água corresponde a cargas da pressão em relação ao nível da base. No caso do poço com perfurações ou filtros, o nível da água corresponde a carga média de pressão ao longo da seção vertical. Os diagramas das cargas são lineares, seguindo a lei $P = \gamma h$, como foi definido

anteriormente. Embora seja comum assumir que o aquífero é homogêneo e isotrópico, os casos simples de anisotropia e estratificação podem ser analisados através de pequenos ajustes feitos nas equações governantes. As cargas, ou até os rebaixamentos registrados no campo podem servir para obter uma boa idéia não somente sobre a direção do fluxo, mas, também da grandeza da velocidade.

Segundo Kashef, 1986, as linhas equipotenciais podem ser construídas da seguinte maneira: Para um certo intervalo, seja de 2cm ou 5cm, que depende das cargas registradas e a precisão desejada, pode-se usar a interpolação e ou extrapolação entre os 3 pontos do triângulo $A_1A_2A_3$. Tais pontos, com cargas iguais ou rebaixamentos iguais, são traçados em linhas retas. A partir de então as linhas equipotenciais paralelas serão traçadas. A linha normal a essas equipotenciais representará a linha de fluxo (Fig. 7.1).

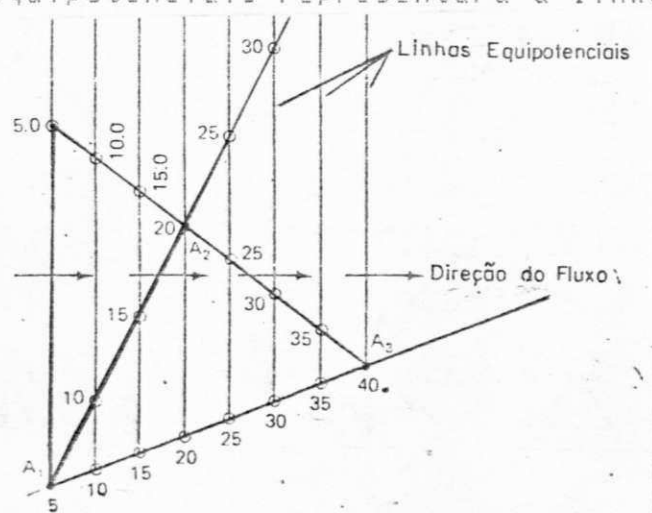


Fig.7.1 - Determinação da Direção do Fluxo no Campo com Auxílio das Carga/Rebaixamentos

Dá-se o nome de rede de fluxo à representação gráfica do escoamento através do solo. Linha de fluxo é a trajetória seguida

por uma partícula de água. Num determinado ponto de uma linha de corrente existe uma carga hidráulica e, unindo-se os pontos de todas as linhas de fluxo com a mesma carga, obtém-se uma linha equipotencial. Assim, a rede de fluxo consiste de um conjunto escolhido de linhas de fluxo e linhas equipotenciais.

A medida que a área $A_1A_2A_3$ é uma área limitada comparada com a extensão regional do aquífero, a porção da rede de fluxo cobrindo esta área, consiste supostamente de quadrados reais aos níveis de quadrados curvilíneos. Também está suposto no exemplo mostrado que o fluxo é uniforme e permanente. O gradiente "i" é constante e obtido pela divisão entre o valor do degrau (5cm) e a distância normal entre duas linhas equipotenciais consecutivas (medida de plotagem).

7.4 - Construção Gráfica do Triângulo e Discussão dos Resultados

A Fig. 7.2 mostra os vértices $A_3A_4D_1$ do triângulo, referente à Fig. (4.7) que descreve a área quadrilátera estudada no capítulo 4, usando as cargas de 3 esquinas, sejam 9,66m em A_4 , 9,68m em A_3 e 9,14m em D_1 , onde foram construídas as linhas equipotenciais com um intervalo (degrau) de $dx=5mm$ da carga.

Ao longo da linha A_4D_1 a velocidade, V , no caso atual será:

$$\begin{aligned} V_1 &= \text{permeabilidade do meio} \times \text{gradiente hidráulico} \\ &= K_{i_p} = 0,00025 \text{ m/s} \times (\text{diferença entre cargas}) / (\text{distância}) \\ &= 0,00025 \times (9,66 - 9,14) / 56,18 \text{ m} = 2,314 \times 10^{-6} \text{ m/s} \\ &= 0,199993 \text{ m/d} \end{aligned}$$

$$\text{e vazão, } q_1 = V \times Dq = 0,19993 \times (9,66 + 9,14) / 2 = 1,87934 \text{ m}^3/\text{d}.$$

(-198,46; 0; 2,91)

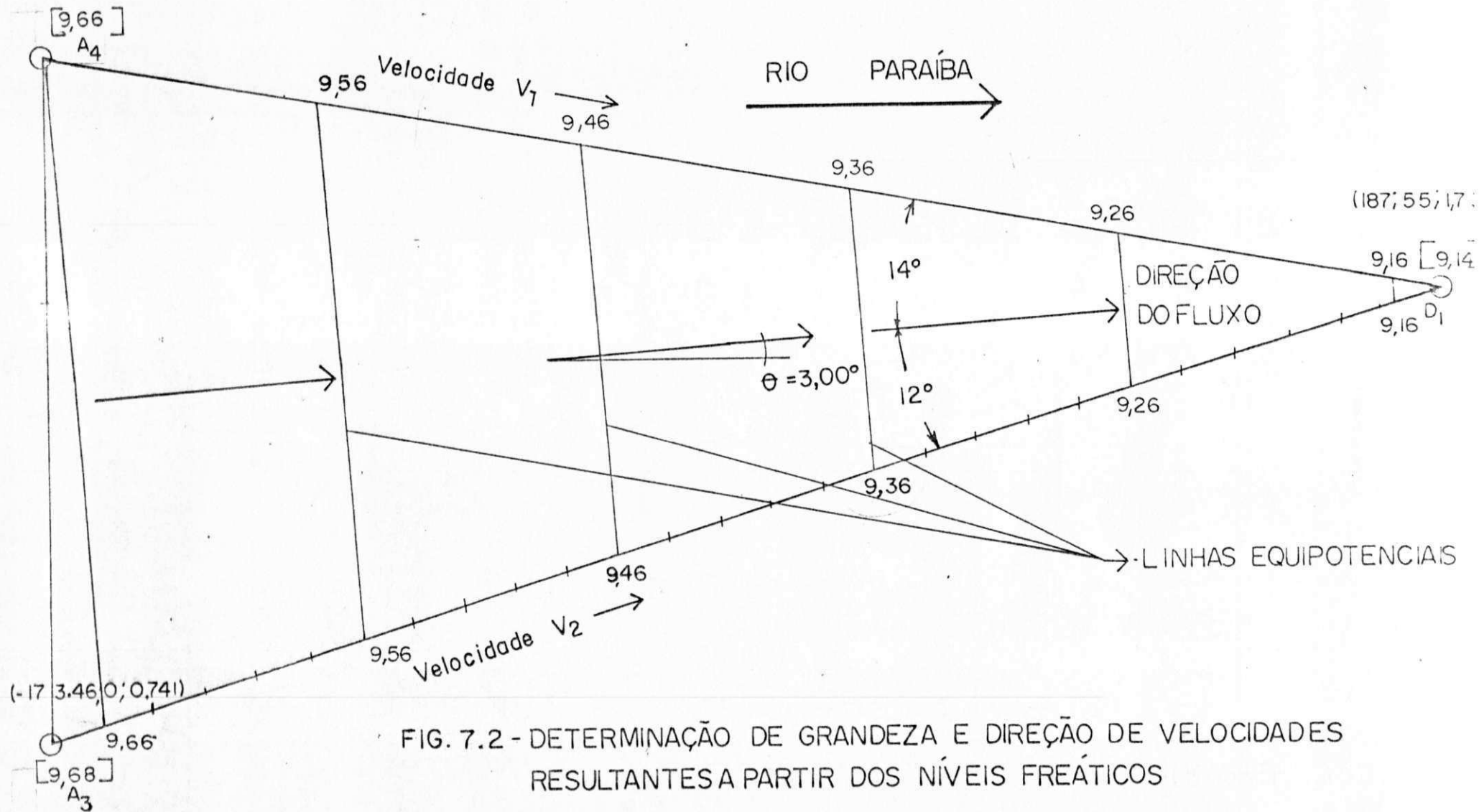


FIG. 7.2 - DETERMINAÇÃO DE GRANDEZA E DIREÇÃO DE VELOCIDADES RESULTANTES A PARTIR DOS NÍVEIS FREÁTICOS

Agora, ao longo da linha A_3D_1 , a velocidade será:

$$V_2 = 0,00025 \times (9,68 - 9,14)/56,64 = 2,3834 \times 10^{-6} \text{ m/s} = 0,2059 \text{ m/d.}$$

Assim, a vazão será $q_2 = V \cdot Dq = 0,2059 \times (9,68 + 9,14)/2 = 1,9375 \text{ m}^3/\text{d.}$

$$\text{A vazão resultante será } (q_1^2 + q_2^2 + 2q_1q_2\cos\theta)^{1/2} = \\ (1,9375^2 + 1,87934^2 + 2 \cdot \cos 26^\circ \cdot 1,9375 \cdot 1,87934)^{1/2} = 3,719 \text{ m/d.}$$

Assim, com $\theta = 26^\circ$ entre os lados D_1A_4 e D_1A_3 , a vazão resultante será $3,719 \text{ m/dia.}$ O resultante (seja da velocidade ou seja da vazão) faz 14° com V_1 e 12° com V_2 . A velocidade resultante, V_r , faz com horizontal 3° como está mostrado na Fig. 7.2.

Estes resultados concordam muito bem com as velocidades individuais no plano X-Y nos quadriláteros (Fig. 4.7) que incluem os pontos A_4 e A_3 . A pequena diferença existente é devido as grandezas das cargas e das elevações das bases nos pontos D_1 e B_4 , B_3 . O mesmo procedimento pode ser aplicado para tais triângulos como $B_4C_4E_1$, e outros.

A suposição para que estes valores sejam válidos é que a superfície mantenha uma declividade constante, assim mantendo condições permanentes, sendo a diferença entre estas duas cargas nas seções A_1 e A_2 da Fig. (7.2), equivalente da diferença entre rebaixamentos A_3D_1 ou A_4D_1 . O diagrama triangular pode ser com cargas ou rebaixamentos bidimensionais.

Referente ao capítulo 4, isto é, às configurações quadriláteras e retangulares, vale salientar o fato que as velocidades individuais e resultantes no e com o plano X-Y, como apresentados nas tabelas 5.2 a 5.15 do citado capítulo, foram obtidos no sentido acumulado das áreas (quadriláteras) de A_1 para A' e não foram tratados os subquadriláteros individuais. Assim as

velocidades e ângulos obtidos a respeito do triângulo em questão ($A_4A_3D_1$) não podem ser comparados com os respectivos valores obtidos das duas configurações. Além disso, o triângulo foi formado pelos pontos A_4A_3 e D_1 , onde D_1 não pertence aos pontos alinhados nas seções AA' , BB' e CC' . Poços D_1 , D_2 e E_1 ; E_2 foram instalados entre as seções AA' e BB' e BB' e CC' , respectivamente. Assim, com dois poços em cada seção, não será possível verificar a validade da teoria de Pinder et alii (1986). Estes poços não foram tratados no capítulo 4 para fins de calcular as componentes de velocidades.

7.5 - Restrições no uso do método de Kashef (1986)

As Eqs. (7.1), (7.1a) e (7.2), a seguir, podem ser usados para determinar v e q , caso K seja conhecido. Se K é incógnito, a velocidade, v , pode ser medida no campo através do uso de cargas em dois piezômetros, então a Eq. 7.1a pode ser aplicada.

$$K = \frac{Bv}{\Delta h_{1,2}} \quad (7.1)$$

$$v = Ki_g = K \frac{\Delta h_{1,2}}{B} \quad (7.1a)$$

$$q = vD_q = KD_q \frac{\Delta h_{1,2}}{B} = T \frac{\Delta h_{1,2}}{B} \quad (7.2)$$

As velocidades subterrâneas aumentam com altas taxas de bombeamento, principalmente na vizinhança dos riachos e rios. A permeabilidade, a profundidade do aquífero, a textura do solo e outros fatores, também influenciam na natureza das cargas e rebaixamentos nos vários locais. As pressões e cargas hidráulicas, através de observações esporádicas dos poços extensos, podem resultar em distorções nas linhas equipotenciais, afetando, assim, os resultados das atividades projetadas. As linhas de fluxo podem ser traçadas, então, através da interseção ortogonal com linhas equipotenciais para construir uma rede curvilínea dos quadrados (Lohman, 1972).

8.- CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 - Conclusões

a) A modelação matemática, utilizando as técnicas de diferenças finitas e elementos finitos foram muito úteis na calibragem dos dados da CDRM sobre o poço projetado e implementado para fins de abastecimento público da água na área de estudo do aquífero do Rio Paraíba, em Juripiranga, PB, bem como nas outras finalidades deste estudo. Numa tentativa feita, mas, não reportada nesta dissertação, utilizou-se a técnica de elementos finitos nos cálculos envolvendo estado não-estacionário do nível freático, durante épocas de estiagem ou de enchentes.

b) Nos aquíferos adjacentes aos rios que mostram ambas as declividades, tanto na superfície freática, quanto na base cristalina, há necessidade de estudar fluxo subterrâneo bidimensional. O artifício adotado de Pinder et alii (1981/1982) se viu como uma ferramenta útil para resolver não somente as componentes das velocidades no plano $y-x$, mas também às com plano $y-z$. O significado do plano $y-x$ é no sentido de que y é positivo na direção do rio, enquanto x é negativo transversal ao rio.

O artifício de Pinder et alii (1981/1982) é flexível e pode ser aplicado tanto para configurações dos quadriláteros irregulares formando tetraedros deformados quanto para figuras regulares como retângulos no plano $y-x$.



c) A aplicação deste artifício citado acima, para um aquífero quase retangular, deu velocidades no plano y-x como também velocidades espaciais de ordem de 0,938 m/d até um máximo de 1,338m/d. Os ângulos submetidos destes componentes e resultantes variam de um mínimo de 3,09 até um máximo de 50 graus, cujos valores dependem mais das cargas hidráulicas governantes (que variam de 10m a 6,58m) e sobre as declividades da base que variam de 0 (datum) até um máximo de 3,10m.

As configurações retangulares (P4P1Q1Q4, Q4Q1R1R4, etc...) deram maiores valores das velocidades em comparação com as dos quadriláteros (A' ABB', B' BCC', etc...) devido ao fato que as componentes das velocidades estão nas direções opostas, no caso, dos quadriláteros, assim reduzindo o efeito das resultantes das velocidades.

os critérios para a ocorrência do fluxo uni-, bi- e tridimensional foram estabelecidos e os resultados foram apresentados na forma de 12 tabelas e 15 figuras.

d) Uma análise foi feita sobre aplicação das altas taxas de bombeamento sobre as cargas resultantes e rebaixamentos consequentes, usando a distribuição uni e bidimensional das cargas.

As vazões aplicadas foram em múltiplos da vazão do Poço da CDRM, tratando esta vazão com Q. Para as vazões de 1Q, 1,5Q e 2Q testadas, as curvas de rebaixamento foram comparadas. Este estudo revelou que até um certo limite da vazão (1,5Q), as cargas unidimensionais mostraram maiores valores dos rebaixamentos com vazões que as bidimensionais. Porém, este quadro mudou após este

limite, mostrando uma tendência de inversão. Estes efeitos dependem mais dos valores das cargas uni e bidimensionais, como também das alturas da base do aquífero. Vale salientar o fato que o caso unidimensional é um caso hipotético tratado com mesmas cargas iniciais implementadas, mantendo valores constantes de h nas seções espaçadas igualmente, a partir da seção inicial. Mas, o caso real é aquele com cargas bidimensionais desenvolvidas devido a existência das declividades ao longo e transversal ao rio. Além disso, há declividades na base devido a não horizontalidade da mesma.

e) O procedimento de Kashef (1986) usando as cargas/ os rebaixamentos dos três poços no campo de estudo resultou num traçado das direções das velocidades, bem como as grandezas das mesmas. A resultante das vazões q_1 e q_2 ao longo dos lados deu um valor (3,719 m/s) que concorda muito bem com os valores calculados pelo método de Pinder (1981/1982). Com a colocação dos poços D1, D2 e E1 e E2 numa maneira irregular, sem planejamento, a respeito da rede dos poços perfurados pela CDRM (os quais também foram colocados irregularmente), não há condições para comparação destes valores com os das configurações adotadas.

A precisão obtida das velocidades através deste método depende dos degraus selecionados, sejam de 2mm, 5mm,.... ou 20mm. Quanto menor o degrau, tanto maior será a precisão. Na presente tentativa, o degrau adotado era de ordem de 5mm.

Este procedimento serviu como uma alternativa para obtenção das componentes das velocidades no campo bidimensional do fluxo subterrâneo.

8.2 - Recomendações

a) Como foi dito, sobre a flexibilidade do uso do artifício de Pinder et ali (1981/1982), o procedimento pode ser efetuado para áreas mais abrangentes dos aquíferos que ocupam alguns hectares. Estes aquíferos não devem ser necessariamente adjacentes aos rios, mas podem estar em qualquer local, exibindo cargas bidimensionais e bases não horizontais. A irregularidade da forma do aquífero (ou aquíferos) subdividido em sub-áreas não será uma restrição para aplicação deste método.

b) No caso atual, as áreas foram subdivididas, no arranjo quadrilátero, seguindo os poços perfurados pela CDRM. Mas, com as cargas bidimensionais conhecidas inicialmente, os valores de dx e dy podem ser pequenos, para obter uma precisão ainda maior das velocidades e das componentes das mesmas.

c) Somente dois quadriláteros ao longo do rio e cinco quadriláteros na direção transversal ao rio foram levados em consideração para fim de análise. Mas, com mais dados confiáveis na mão, um aquífero na escala regional também pode ser analisado da seguinte maneira:

A área a ser estudada será subdividida em áreas elementares de grandezas menores, seja um milésimo na direção longitudinal com $dy=10 \text{ km}/1000=10\text{m}$ e um centésimo na direção transversal com $dx=2\text{km}/100$.

A matriz mostrada na tabela 5.1 poderá ser estendida quantas vezes for necessária na direção y e também na direção x , em incrementos de x e y como definimos. O artifício de Pinder pode



ser conseqüentemente aplicado como um processo interativo. As cargas hidráulicas do quadrilátero do próximo passo podem ser estimadas, a partir das cargas hidráulicas anteriormente conhecidas.

d) Nos estudos para o futuro, poderão ser estendidos os mesmos princípios aplicados, aos casos de estratificação vertical, tratando as permeabilidades k_z , das camadas 1 e 2, sobrepostas uma acima da outra. Porém, dados pertencentes aos valores destas permeabilidades serão necessárias, a partir de experiências no campo, para distinguir as permeabilidades dos estratos diferentes.

Contudo, a estratificação na direção vertical com valores diferentes de $K_{x1} \neq K_{x2} \neq K_{x3}$ e $K_{y1} \neq K_{y2} \neq K_{y3}$, para as três camadas, poderá ser simulada com facilidade, a medida que a determinação da permeabilidade nas direções x e y é mais fácil que na direção z .

e) O Fluxo bidimensional subterrâneo representa um papel particularmente importante na descontaminação dos aquíferos e na extração de água para fins de abastecimento público. Os engenheiros e cientistas do meio ambiente tem voltado atenção para prevenção de poluição de água subterrânea na descontaminação de aquíferos e na proteção de poços. No caso dos poços de abastecimento de água, o objetivo é definir as zonas superficiais e subsuperficiais de onde o poço recebe água e que, conseqüentemente, devem ser protegidas de fontes potenciais de contaminação.

Os efeitos de um lençol freático inclinado sobre as zonas de transporte e contribuição serão de interesse dos pesquisadores, interessados em um melhor entendimento do mecanismo de transporte, e assim otimizar os projetos de um sistema de extração que garanta a captura e a remoção completa das plumas de contaminação, dentro de um determinado tempo.



9.-REFERENCIAS

Bear, J.: Dynamics of Fluids in Porous Media, Elsevier, New York, 1972.

Bear, J. "Hydraulics of Groundwater". New York, McGraw-Hill Book Co., 1979. 567 p. Bear,

Bear, J. & Verruijt, Arnold. "Modeling Groundwater Flow and Pollution". D. Reidel Publishing Co. Boston, 1987. p. 1-29.

Bennet, G. D., A. L. Kontis, and S. P. Larson, Representation of multi-aquifer well effects in tri-dimensional groundwater flow simulation, Ground Water, 20(3), 334-341, 1982.(0770)

Boussinesq, J. Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur le débit des sources. "Journal de Mathématiques Pures et Appliquées", 1904. Vol. 10, p. 5-78 e p. 363-394.

Boulton, N. S. The Drawdown of the Water-Table under Non-Steay Conditions near a Pumped Well in an Unconfined Formation. In: "Proceedings of the Institution of Civil Engineer", 1954. Part 3, p. 564-579.

Bouwer, H. "Groundwater Hydrology". New York, McGraw Hill Book Co., 1978. 480 p.

Briz Kishore, B. H., and R. V. S. S. Avadhanulu, A compact modified tri-dimensional aquifer simulation program for small computers, Ground Water, 20(3), 342.344, 1982.(0770)



CDRM, Companhia de Desenvolvimento de Rec. Minerais, (1987), Abastecimento D'Água, Juripiranga. Ribeiro, J.Pires. C. Grande, 10/1987. pp. 1-59.

Cleary Robert W., Guiguer, Nilson Jr. & Rebouças, Aldo da Cunha Modelos Matemáticos em Hidrogeologia com Aplicações em Microcomputadores. São Paulo-SP. Centro de Pesquisas de Água Subterrânea. Instituto de Geociências. USP. 1986.

Cleary, R. W. & Cleary, T. "Aplicações de microcomputadores em hidrologia e poluição de águas subterrâneas". Publicado nos Anais do 5º Congresso Brasileiro de Água Subterrânea. São Paulo, ABAS, 1988. p. 186-195.

Cooper, H. H. & Jacob, C. E. "A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history". Amer. Geophy. Union Transactions, 1946. Vol. 27, Nº 4, p. 526-534.

Cooley, R. L., A method of estimating parameters and assessing reliability for models of steady state groundwater flow, 1. Theory and Numerical Properties, Water Resources Research, 13(2), 318-324, 1977.(0195)

Custódio, Emílio & LLamas, Manuel Ramón. Hidrologia Subterrânea Barcelona-Espanha. Ediciones Omega S.A. Tomo II. 1983. 1185 pp.

Dagan, G. A method of determining the permeability and effective porosity of unconfined anisotropic aquifers, "Water Resources Research", 1967. Vol. 3, p. 1059-1071.

Davis, J. M., Two-dimensional groundwater flow: A comparison of digital computer solutions, Rep. TR5, Water Research Centre, Medmenham, U.K. 1975.(1150)

Davis, L. A., Computer analysis of seepage and groundwater response beneath tailing impoundments, Rep. NSF/RA-800054, National Science Foundation, Washington, D.C., 1980.(2890)

Darcy, H.: Les fontaines publiques de la ville de Dijon, V. Dalmont, Paris, 1956.

Daugherty, R. L. Franzine, J. B. Fluid Mechanics With Engineering Applications. McGraw-Hill. Rio de Janeiro. 1965. p. 1-574.

de Marsily, G. "Quantitative Hydrogeology". Orlando, Florida, Academic Press, Inc., 1986. 440 p.

Dupuit, J. "Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables". Paris, Ed. Dunod, 1863. 304 p.

Egito, E. P. "Aspectos Técnicos dos Poços Usuais no Semi-Árido Paraibano". Dissertação de Mestrado submetida a Area de E.R.H. da U.F.PB., Campina Grande, 1989. p. 1-138.

Faust, Charles K. & Mercer, James W. Ground Water Modeling Recent Developments. USA. Vol. 18 Nº 6. Groundwater. November 1980. 569-577 pp.

Feth, J. H. Water facts and figures for planners and managers. "U.S. Geological Survey Circular 601-1", Washington, D.C., 1973. 30 p.



Franciss, F. O. "Hidráulica de meios permeáveis: Escoamento em Meios Porosos". Rio de Janeiro, Interciência, São Paulo, Ed. Universidade de São Paulo, 1980. 169 p.

Freeze, R.A. & Witherspoon, P.A. Theoretical analysis of regional groundwater flow: 1. Analytical and numerical solutions to the mathematical model "Water Resources Research", 1966. vol. 2, pp. 641-656.

Freeze, R. A. & Cherry, J. A. "Groundwater". Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc. 1979. 604 p.

Freeze, R. A., Tri-dimensional transient saturated-unsaturated flow in a groundwater basin, Water Resources Research., 7(2), 347-366, 1971.(1000)

Geraghty & Miller, Inc. "G & M Mathematical Modeling Group" (Charles F. McLane and Robert A. Mace responsible for RESSO Simulations in Figures 6.8, 6.9, 6.10 e 6.11). Reston, Virginia, 1989. Personal Communication.

Hantush, M. S. & Jacob, C. E. Non-stead radial flow in an infinite leaky aquifer. "Amer. Geophy. Union Transactions", 1955. Vol. 36, Nº 1, p. 95-100.

Hantush, M. S. Hydraulics of Wells. In: Chow V. T. Ed. "Advances in Hydroscience", New York, NY, Academic Pres, 1964. Vol. 1, p. 281-432.

Hazen, A.: Discussion of "Dams on Sand Foundation, by A. C. Koenig, "Trans. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 73, 1911, p. 199.



Hornberger, G. M., J. Ebert, and I. Remson, Numerical solution of the Boussinesq equation for aquifer-stream interaction, Water Resources Research, 6(2), 601-608, 1970.

Hunt, B., Some computer models for groundwater flow, Rep. 76.11, Univ. of Canterbury, Dept. of Civil Eng., Christchurch, New Zealand, 1976. (6070-6071)

Jacob, C.E., (1950), "Flow of Water", in H. House (ed.), Engineering Hydraulics, Wiley, New York, 1950, p. 321-386

Kashef, A.I. (1986), Groundwater Engineering. McGraw-Hill, New York, p. 1-512.

Kelly, W. E. & Frohlich, R. K. Relations between aquifer electrical and hydraulic properties. "Ground Water", 1985. Vol. 24, No 2, p. 182-189.

Kinzelbach, Wolfgang. Groundwater Modelling - An Introduction With Sample Programs in Basic. Amsterdam. The Netherlands. Elsevier Science Publishers B. V. 1986. 333 pp.

Lee, D. R. & Cherry, J. A. A field exercise on groundwater flow using seepage meters and mini-piezometers. "Journal of Geological Education", 1979. Vol 27, p. 6-10.

Lohman, S. W.: "Groundwater Hydraulics," U.S. Geological Survey Professional Paper 708, Washington, 1972.

Lvovitch, M.I. World water balance: general report. "Proc. Symposium World Water Balance". International Assoc. Sci. Hydrol. 2, 1970. p. 401-415.]



Maddock, T., III, The operation of a stream-aquifer system under stochastic demands, Water Resources Research, 10(1), 1-10, 1974.

Marino, M. A., Digital simulation model of aquifer response to stream stage fluctuation, J. Hydrol., 25, 51-58, 1975.

Meier, Wolfgang. Modelagem Numérica de Fluxo de Água Subterrânea pelo Método de Diferenças Finitas - Uma Introdução. I Curso de Métodos Avançados em Hidrologia Aplicada. Campina Grande-PB. 1987. 1-60 pp.

Neuman, S. P. Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response, "Water Resources Research", 1974. Vol. 10, Nº 2, p. 303-312.

Neuman, S. P. Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers considering delayed gravity response. "Water Resources Research", 1975. Vol. 11, Nº 2, p. 329-342.

Nace, R. L.: "Water Management, Agriculture, and Ground Water Supplies, "U.S. Geological Survey Circular 415, Washington, 1960.

Oka, T., Two-dimensional analysis of groundwater flow in a wide alluvial fan by the technique of finite element studies on groundwater in the basin of River Ta (4)-Annals, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., nº 22B (in Japanese with English Abstract), 1979.

Oka, T., Method of numerical analysis for three dimensional unconfined seepage problem for river structure (3)-Annals, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University., no. 148 (in Japanese with English abstract), 1971.(3003)

Pearson, F.J. Jr. & Write, D.E. Carbon 14 ages and flow rates of water in Carrizo Sand, Atascosa County, Texas. "Water Resources Research", 1967, Vol. 3, p. 251-261.

Pinder, G. F., and C. I. Voss, AQUIFEM, A finite element model for aquifer simulation, Rep. 7911, Dept. of Water Resources Eng., Royal Inst. of Technology, S-100 44 Stockholm, Sweden, 1979. (0514)

Pinder, G. F. & GRAY, W. G. Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology. New York. USA. Academic Press Inc. 1977. 1-295 pp.

Prickett, T. A.: "Type-Curve Solution to Aquifer Test under Water-Table Conditions", Ground Water, Vol. 3, No 3, 1965. pp. 5-14.

Poiseuille, J. L. M.: "Rechearches expérimentales sur le mouvement des liquides dans les tubes de très petits diamètres", Acad. Sci., Paris, Comptes Rendus, 961-967, 1041-1048 (1840).

Radam Brasil, Fólha SB. 24/25, Jaguaribe/Natal Vol. 23 Levantamento de Reservas Naturais, MME.SG, 1981. pp. 570-572.



Ramos, F. et ali. "Engenharia Hidrológica", Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Vol. 2. Rio de Janeiro, Ed. da UFRJ. 1989. p. 293- 404.

Reddell, D. L., and D. K. Sunada, Numerical simulation of dispersion in ground water aquifers, Hydrology paper no. 41, Colorado State Univ., Fort Collins, 1970.(0215, 2540)

Remson, I., G. M. Hornberger, and F. J. Molz, Numerical Methods in Subsurface Hydrology, 399 pp., Wiley Interscience, New York, 1971.

Rushton, K. R., and S. C. Redshaw, Seepage and Groundwater Flow, Wiley, Whichester, UK, 339 pp., 1979. (1930, 6060, 6061, 6062, 6063, 6064)

Sarma, S.V.K. e Egito, E. P. "O Conceito de Fator de Filtro a Respeito dos Poços Amazonas do Estado da Paraíba". II Encontro de Agropecuária da EMBRAPA, realizado na U.F.PB., Campina Grande. 1988. p. 72-94.

Sarma, S.V.K. e Figueiredo, J.W.G., Investigação de Aguas Subterrâneas no Semi-Arido Paraibano na MRH de Catolé do Rocha, Simpósio Internacional sobre Métodos e Instrumentos para Uso em Agua Subterrânea, Holanda, 1983, pp. 232-242.

Sarma, S.V.K. e Silva, T.C., Uso de Elementos Finitos em Modelos de Resistores-Capacitores em Barragens de Terra, VI Conf. Internacional de Elementos Finitos em Recursos Hídricos, Lisboa, 1985, p. 564-579.

Sarma S.V.K. e Silva, T.C., Perdas da Água em Solos Estratificados, XII Congresso Latino Americano de Hidráulica, São Paulo, pp. 434-442.

Sarma, S.V.K. e Silva, T.C., Respostas Hidráulicas do Aquífero ao bombeamento, ABAS, n. 11, 1987, pp. 26-32.

Seemanapalli, Sarma K. V. Mathematical Modelling of Aquifer Systems in the Sumé Valley. 4^o Congresso Brasileiro de Água Subterrânea. Novembro 1986. Anais ABAS. São Paulo. 1986. 426-433 pp.

Sousa, Marcos Fernandes de. Aproveitamento dos Aquíferos Aluvionares - Conceitos e Metodologias Básicas. Campina Grande - PB. Divisão de Hidrogeologia e Sondagem. Companhia de desenvolvimento de Recursos Minerais da Paraíba. 1986. 1-86 pp.

Theis, C. V.: "The Relation Between the Lowering of the Piezometric Surface and Rate and Duration Discharge of a Well Using Groundwater Storage", Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 16, 1935. pp. 519-524.

Thiem, A.: Hydrologist Methoden, Gebhardt, Leipzig, 1906.

Todd, D. K. "Groundwater Hydrology". New York, NY. John Wiley and Sons, 1980. 535 p.

Taylor, D. K.: Fundamentals of Soil Mechanics, Wiley, New York, 1948.

U.S. Environmental Protection Agency. "Model Assessment for Delineating Wellhead Protection Areas", Office of Groundwater Protection, Washington, D.C. 1988. 210 p.

UNEP, Programa das Nações Unidas para a Protecção do Meio Ambiente.

Van der Veer, P., Calculation methods for two-dimensional ground water flow, Rijkswater staad Communications, no. 28 The Netherlands, 172 pp., 1978.

Verruijt, A., Theory of Groundwater Flow, 2nd ed., MacMillan, London, 1982.(1850, 6030)

Wilsdon, J., Regional groundwater flow modeling by the finite element method, M.Sc., thesis, Univ. of Melbourne, Australia, 1976.(0960)

Yer, G. T., and D. S. Ward, FEMWATER: a finite-element model of water flow through saturated-unsaturated porous media, ORNL-5567, Oak Ridge Nat. Lab., Oak Ridge, Tn., 1980.(3370)