

Águas Subterrâneas

Robert W. Cleary



PRINCETON GROUNDWATER, INC.



Clean Environment Brasil®
Produtos e Tecnologias para o Meio Ambiente

ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

Robert W. Cleary

*Dedico este capítulo em memória do meu pai, Edward D. Cleary,
e para meus filhos Tommy e Patrick.*



Robert W. Cleary foi professor no curso de Engenharia Civil da Princeton University nos Estados Unidos e do Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo no Brasil. É Ph.D em Engenharia Química e um dos fundadores e ex-sócios da Waterloo Hydrogeologic, Inc., empresa desenvolvedora do software Visual ModFlow. Atualmente o Dr. Cleary é consultor e professor adjunto no programa de águas subterrâneas da Universidade de Waterloo no Canadá. As áreas de pesquisa e experiência prática do Dr. Cleary incluem todos os aspectos associados à contaminação de águas subterrâneas, remediação, hidrologia, modelagem, consultoria legal, além de estratégias de caracterização e remediação de áreas contaminadas.

Além de publicar inúmeros artigos técnicos, Dr. Robert Cleary escreveu vários capítulos em livros científicos sobre águas subterrâneas e modelagem matemática. Considerado pela comunidade acadêmica como um dos docentes de maior renome no meio científico, o Dr. Cleary é o principal docente no curso de MODFLOW da National Ground Water Association e dos cursos de Contaminação de Águas Subterrâneas, Hidrologia e Remediação da Princeton Groundwater Inc, ambas nos Estados Unidos.

Agradecimentos

Gostaria de expressar meus agradecimentos à Clean Environment Brasil e, em especial, a Paulo Negrão por se oferecer para escanear o livro original, por criar a capa deste capítulo e por preparar o arquivo PDF para ser acessado diretamente do website da Clean. Meus agradecimentos ao Dr. Rui Vieira, presidente da ABRH, por permitir a reprodução e distribuição deste capítulo.

Ao longo dos anos recebi inúmeras solicitações de hidrogeólogos brasileiros e portugueses, perguntando-me como poderiam conseguir uma cópia do capítulo “Águas Subterrâneas”, uma vez que as ilustrações aqui contidas são frequentemente citadas em cursos sobre águas subterrâneas ministrados no Brasil e, mais recentemente, no excelente curso de Gestão de Áreas Contaminadas do SENAC em São Paulo.

A versão em Língua Inglesa deste capítulo é utilizada em todos os cursos da Princeton Groundwater nos Estados Unidos e, a partir de agora, a versão em Língua Portuguesa estará disponível para hidrogeólogos brasileiros e portugueses que queiram estudar os princípios básicos e conceitos da hidrologia das águas subterrâneas.

Boa leitura!

Robert W. Cleary
Tampa, FL, Outubro de 2007

**ESTE CAPÍTULO PODE SER ACESSADO GRATUITAMENTE PELA
INTERNET NO ENDEREÇO:**

<http://www.clean.com.br/cleary.pdf>

O autor e a Associação Brasileira de Recursos Hídricos autorizam a distribuição gratuita deste material científico, ficando vedada toda e qualquer forma de comercialização do mesmo.

© 1989. Robert W. Cleary e Associação Brasileira de Recursos Hídricos

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo a apresentação das noções básicas e dos conceitos fundamentais que governam o assunto da hidrologia das águas subterrâneas. Destina-se, no geral, a alunos ou profissionais que necessitem de um texto que, embora introdutório, cubra vários dos aspectos modernos do assunto e equilibre teoria e prática. Os profissionais que já tenham experiência além do nível introdutório, podem beneficiar-se do material mais avançado, tais como aplicações de modelos matemáticos em hidrologia, poluição e proteção de água subterrânea.

Classicamente, define-se a hidrologia das águas subterrâneas como a ciência que estuda a ocorrência, movimentação e distribuição de água na porção subterrânea da Terra. Há vinte anos atrás esta definição teria sido adequada na maioria dos estudos hidrológicos, mas, hoje em dia, deve-se ampliá-la para incluir-se o aspecto da qualidade da água subterrânea, que tem recebido muita atenção em todos os países em ritmo acelerado de industrialização. Nesta monografia, serão enfatizados os conceitos básicos e os aspectos fundamentais da água subterrânea, sempre ligando-os, onde for possível, aos problemas de poluição que estão ameaçando este recurso hídrico da maior importância.

De um modo geral, a água subterrânea tem sua origem na superfície e está intimamente ligada à água superficial. Porém, devido às diferenças óbvias entre os ambientes superficiais e subterrâneos, e também à tendência natural dos seres humanos a compartimentar sistemas complexos, estuda-se usualmente ou a hidrologia de água superficial ou a de água subterrânea, com pouca consideração dada à complexa interligação hidrológica entre as duas. Harold Thomas, da Universidade de Harvard, disse uma vez que a ciência da hidrologia seria relativamente simples, se a água não pudesse penetrar a superfície da Terra. Como ela penetra, a ideia de dividir-se a hidrologia foi natural. Tais divisões reduzem a complexidade do problema total, facilitando as explicações didáticas e as tarefas de pesquisa. Nesta monografia, aproveita-se esta divisão arbitrária para cobrir mais aspectos de água subterrânea, e de uma maneira mais focalizada. Nos estudos de recursos hídricos em escala regional, deve-se, porém, levar em consideração esta interconectividade, em que a água pode movimentar-se várias vezes entre aquíferos, rios, e a atmosfera, ao longo do caminho para o mar. Devido a esta relevância, quando tal interdependência tiver mais importância, o texto entrará em mais detalhes.

1.1 Água Subterrânea em Geral

Embora o uso da água subterrânea date de muitos milhares de anos atrás, não foi senão no século XVII que o homem teve um entendimento claro da interação hidrológica e da dependência que a água subterrânea tem da precipitação e infiltração. Em séculos anteriores, muitos filósofos e professores ensinaram que o oceano era a fonte das nascentes de água subterrânea doce. Eles acreditavam que a água do mar era transformada em água doce, na medida em que fluía do mar, através de canais subterrâneos. A ideia de a água de infiltração ser a fonte principal da água subterrânea não era considerada plausível, em razão de a quantidade de água da chuva parecer insuficiente em comparação ao fluxo de água subterrânea, e em razão de a terra parecer relativamente impermeável à infiltração.

Uma vez que a água subterrânea permanece invisível até aparecer em fontes ou poços, ela tem sempre sido um mistério para o homem. Mesmo hoje em dia, a pessoa leiga conhece muito pouco sobre a origem, a ocorrência e o movimento da água

subterrânea. É divertido ver como os antigos pensavam que o oceano fosse a fonte da água subterrânea, mas ainda hoje, caso se fizesse um levantamento, uma grande percentagem da nossa população atual diria que a água subterrânea provém de "rios subterrâneos".

Embora os hidrogeólogos entendam hoje o papel da água subterrânea no ciclo hidrológico, e seu comportamento geral em escala local, continuamos carentes de dados detalhados, quantitativos, sobre a disponibilidade, quantidade, uso e distribuição geográfica dos recursos da água subterrânea no Brasil e no mundo inteiro. Diferentemente das águas superficiais, cujas taxas de fluxo e qualidade são medidas fáceis e baratas de conseguir, os dados de água subterrânea podem usualmente ser obtidos somente através da perfuração, relativamente cara, de poços, em geologia não homogênea. A maioria das agências estaduais e federais não têm os recursos financeiros necessários, para que redes adequadas de poços de monitoramento sejam construídas. E, mesmo quando essas agências ocasionalmente financiam um estudo, a geologia é tão peculiar e sua área horizontal tão limitada em extensão, que sua utilidade como banco de dados de água subterrânea é restrita. Repetidamente, as agências governamentais são forçadas a basear-se em dados de poços municipais e particulares. A localização e os dados de litologia desses poços freqüentemente deixam muito a desejar. Isso explica, em grande parte, nossa falta de bancos de dados adequados sobre água subterrânea, em comparação com os bancos de dados sobre água superficial.

Características da água subterrânea

A água subterrânea move-se muito lentamente em comparação com a água superficial. Uma alta velocidade de água subterrânea estaria na faixa de 1 metro/dia, enquanto um rio rápido pode mover-se a uma velocidade de 1 metro/segundo. Com 86.400 segundos em um dia, a diferença comparativa na escala da velocidade é altamente impressionante. Ao passo que o fluxo de água superficial é evidentemente um processo laminar, o fluxo de água subterrânea é turbulento. Sabemos que o tempo médio de residência da água subterrânea no subsolo é estimado em 280 anos (Lvovitch, 1970), com alguma água residindo em aquíferos profundos por um tempo tão longo quanto 30.000 anos ou mais (Pearson e White, 1967). Os rios usualmente possuem tempos de residência de menos do que algumas semanas. Esses altos tempos de residência para a água subterrânea significam que as taxas de recarga anual são muito pequenas. Esse fato, juntamente com o enorme volume dos poros nos aquíferos, torna a água subterrânea uma reserva confiável a longo prazo, efetivamente imune às flutuações anuais de precipitação. Significa também que um aquífero, uma vez poluído, pode levar séculos ou mais tempo, até que consiga promover uma autodescontaminação, através de mecanismos de fluxo natural.

Estimativas mundiais de volumes e percentagens de água subterrânea

Existem muitas estimativas de reservas mundiais de água subterrânea. Infelizmente, aquelas nem sempre são concordantes. Bouwer (1978), usando dados anteriores de Nace (1960) e Feth (1973), estimou a quantidade total de água subterrânea em $8,4 \times 10^6 \text{ km}^3$, metade da qual se encontra a mais de 800 metros de profundidade). Freeze e Cherry (1979), utilizando dados mais recentes de Nace (1971), estimaram as reservas em $60 \times 10^6 \text{ km}^3$. Heath (1983) estimou as reservas em $4 \times 10^6 \text{ km}^3$, baseado no trabalho de Lvovitch (1970).

Talvez a percentagem de água subterrânea em relação a toda a água doce disponível cause maior interesse do que o volume total de água subterrânea

armazenada. Se excluirmos as calotas polares e as geleiras, as quais se estima conterem 30×10^6 km³ de água congelada, a água subterrânea contribui com mais de 95% para toda a água doce disponível no planeta. A água doce remanescente é composta principalmente de lagos, rios e conteúdo de umidade nos solos. Nos Estados Unidos, onde existem muitos lagos, incluindo os Grandes Lagos, estima-se que 86% de toda a água doce disponível está na forma de água subterrânea. Com consideravelmente menor número de lagos do que os Estados Unidos, a água subterrânea no Brasil está estimada em mais de 95% da água doce disponível.

Em termos de água potável, Jay Lehr, do National Water Well Association, estima que nos Estados Unidos mais de 50% da água potável provenha da água subterrânea. Em Memphis, Tennessee, Miami, Flórida e Long Island, Nova Iorque (esta última com mais de 5 milhões de habitantes), a água subterrânea contribui em 100% para o suprimento de água potável. No Brasil, são desconhecidos os números precisos de quantas pessoas dependem de água subterrânea para beber, uma vez que a quantidade de poços não registrados é considerada por muitos como sendo bastante significativa. No item 1.2, veremos as estimativas de reservas de água subterrânea no Brasil.

Poluição de água subterrânea

A característica da água subterrânea de não estar à vista – "longe dos olhos, longe do pensamento" –, tem sido muito infeliz para a sua proteção. Nos Estados Unidos, a legislação federal contra a poluição da água subterrânea começou nos anos quarenta, mas só por ocasião das emendas de 1972 ao Federal Water Pollution Control Act, é que a qualidade da água subterrânea foi mencionada pela primeira vez. Até aquela data e mesmo até meados dos anos setenta, existia muito pouca informação sobre o assunto. Um dos problemas mais sérios de poluição de água subterrânea hoje em dia, traços de orgânicos envolvendo hidrocarbonetos clorinados, não era sequer conhecido naquela época.

Somente nos últimos anos deu-se início a estudos de água subterrânea em escala regional. Até a aprovação, pelos Estados Unidos, do Resource Conservation and Recovery Act (RCRA), em 1976, existiam naquele país leis rigorosas contra a poluição de água superficial e a poluição do ar, mas nada havia sobre "a poluição do solo". O RCRA é a legislação mais abrangente no mundo sobre água subterrânea. Esta lei é responsável por ter tornado a poluição de água subterrânea, nos Estados Unidos, a primeira prioridade entre as preocupações sobre o meio ambiente.

No final dos anos setenta, na medida em que as regulamentações do RCRA eram implementadas, milhares de áreas abandonadas de rejeitos perigosos através dos Estados Unidos foram descobertas. Um custo de dez a cem bilhões de dólares está estimado para a descontaminação dessas áreas. Reconhecendo a importância da descontaminação das piores áreas, incluídas na National Priorities List (NPL), o congresso dos Estados Unidos aprovou, em dezembro de 1980, o Comprehensive Environmental Response, Compensation and Liability Act (CERCLA). Com uma verba de 1,6 bilhões de dólares para um período de cinco anos, esse Ato (CERCLA) rapidamente se tornou conhecido como Superfund. Existem atualmente cerca de 1200 áreas prioritárias na NPL. Em novembro de 1986, o congresso americano aprovou o Superfund Amendments Reauthorization Act (SARA) e destinou para os próximos cinco anos uma verba de 8,5 bilhões de dólares para a descontaminação de áreas perigosas e 500 milhões de dólares para problemas de contaminação por vazamento de tanques subterrâneos. Esse dinheiro é, obviamente, em adição às dezenas de bilhões de dólares que estão sendo gastos pela indústria privada para a descontaminação de aquíferos já poluídos ou para a prevenção de contaminação de água subterrânea.

Na Europa, especialmente na Alemanha e Holanda, a proteção e a descontaminação da água subterrânea são também uma alta prioridade; mais de 2 bilhões de dólares por ano – sendo que a Holanda contribui com 40% desse total – estão sendo gastos nos problemas de água subterrânea. No Brasil, não existe no momento uma legislação federal específica em relação à poluição de água subterrânea.

1.2 Água Subterrânea no Brasil

A água subterrânea é no Brasil, assim como no mundo inteiro, uma fonte imprescindível de abastecimento de água. Mesmo em locais de clima e geologia favoráveis ao acúmulo de água superficial, como na região sul e sudeste do país, a importância da água subterrânea emerge em períodos críticos de secas, quando esses recursos superficiais não conseguem atender parcial ou totalmente à demanda.

Essa razão, associada às mencionadas no item 1.1 Água Subterrânea em Geral, enfatiza a necessidade de estimar bem os recursos subterrâneos disponíveis e de planejar adequadamente seu uso, assegurando-se de que haja constante oferta, real ou potencial, à população.

Aquíferos

No Brasil, a imensa área de 8.511.139 km² abriga atualmente uma população de 141 milhões de habitantes concentrados principalmente em centros urbanos da metade oriental do país, o que justificaria estarem aí também centralizadas as informações hidrogeológicas disponíveis até 1978, como pode ser visto na Figura 1.1.

A Figura 1.2 mostra a distribuição dos poços selecionados por unidade da Federação e que, juntamente com as informações hidrogeológicas mencionadas, contribuíram para a elaboração, pelo DNPM/CPRM (1984), do Mapa Hidrogeológico do Brasil, na escala de 1:5.000.000. A Figura 1.2 e 1.3 constituem mapas de encarte, incluídos nesse mapa hidrogeológico do Brasil.

Na Figura 1.3, observa-se a divisão do Brasil em províncias e subprovíncias hidrogeológicas. *Mente et alii.* (1984) apresentam uma síntese dos principais sistemas aquíferos encontrados em cada uma dessas províncias, salientando que a má distribuição dos dados hidrogeológicos permitiu em determinadas regiões a descrição detalhada desses sistemas e, em outras, foi preciso recorrerem à inferências.

Reservas

O país está dividido em cinco regiões fisiográficas, como é mostrado na Tabela 1.1.

O DNAEE (1984) (como citado em Rebouças, 1988) prevê para 1990 uma demanda estimada de 10 km³/ano para serviços domésticos e públicos, 8 km³/ano para indústrias que se auto-abastecem, e 16 km³/ano para as necessidades agrícolas, o que no total corresponde a 0,6% do potencial da água superficial.

Tabela 1.1

Regiões Fisiográficas	% da Área total do País	Unidades da Federação
Região Norte	42,07	6
Região Nordeste	18,20	10
Região Centro-Oeste	22,08	4
Região Sudeste	10,86	4
Região Sul	6,79	3

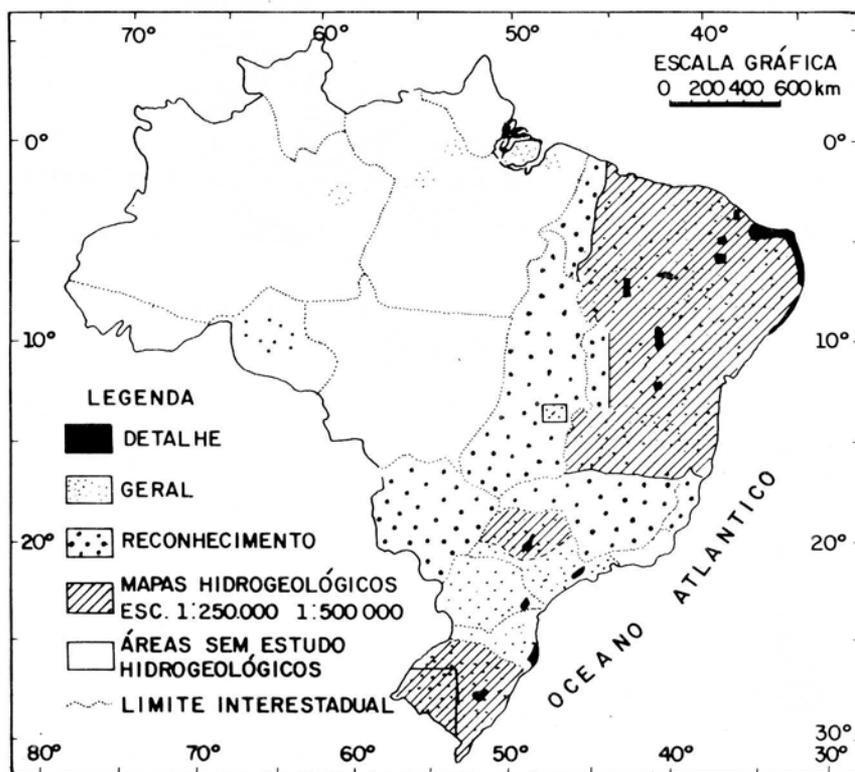


Figura 1.1 – Mapa Hidrogeológico do Brasil
(Como em Mente et alii., 1984).

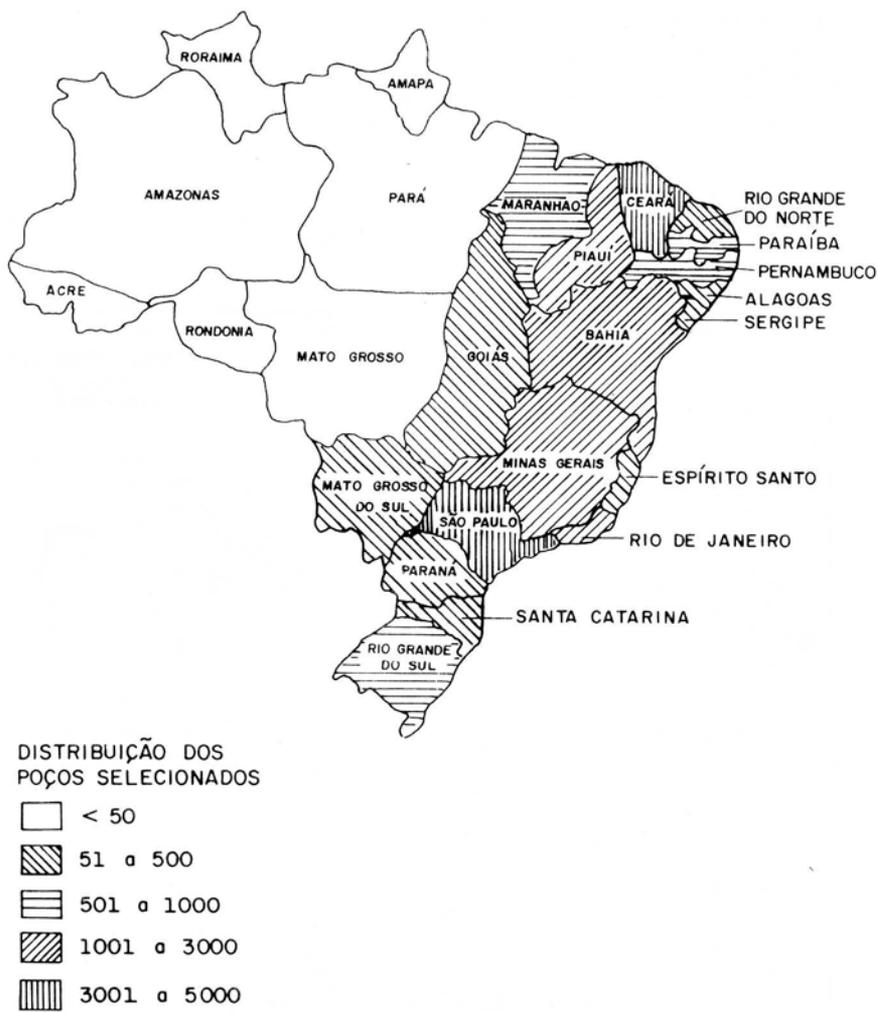


Figura 1.2 – Mapa com distribuição dos poços selecionados por unidade da Federação (como em Mente e alii., 1984).

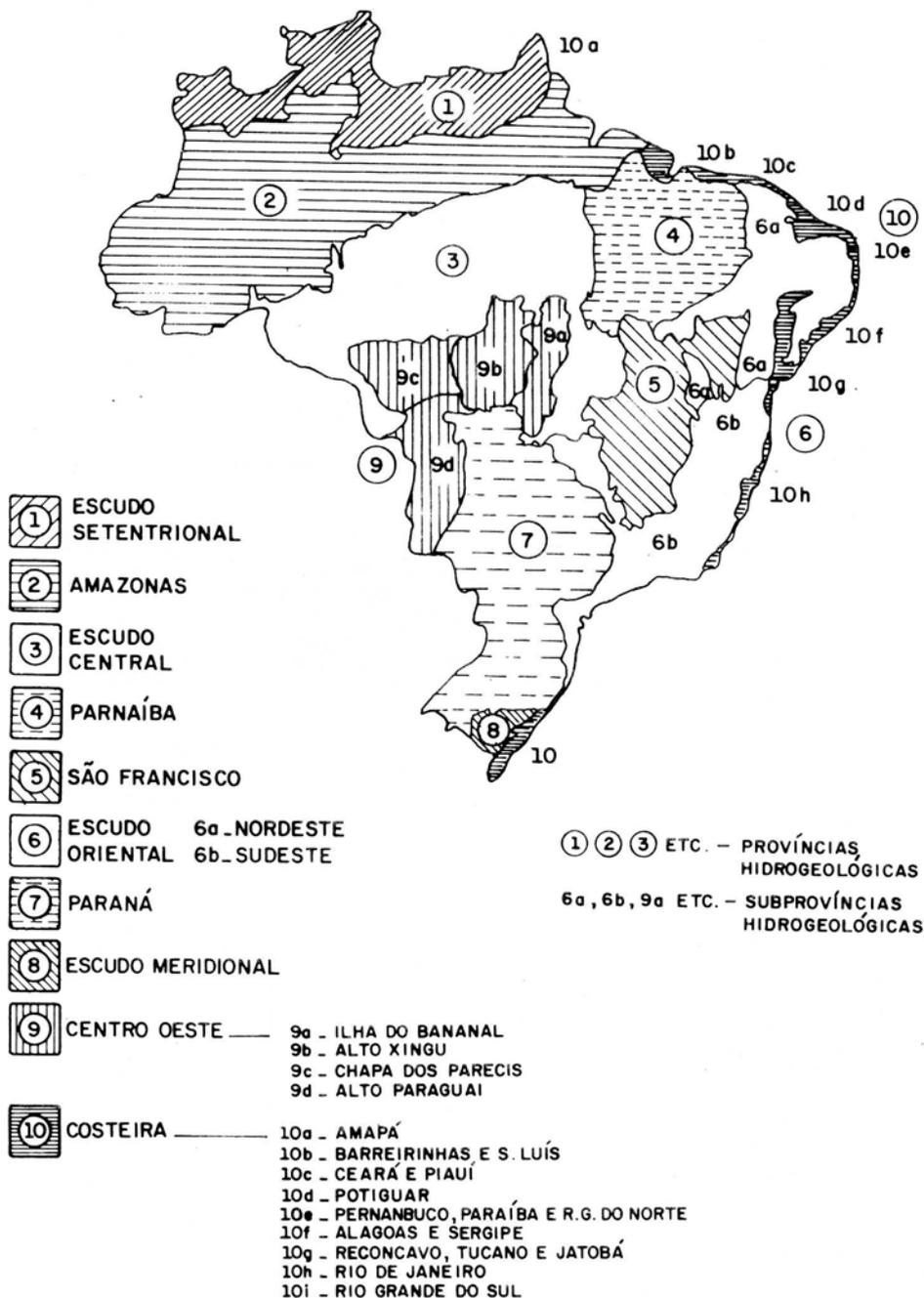


Figura 1.3 – Mapa com províncias e subprovíncias hidrogeológicas do Brasil (como em *Mente et alii.*, 1984).

O mapa da Figura 1.4 mostra além dessas regiões, as potencialidades da água subterrânea no Brasil, em termos de capacidade específica de poços, para cada sistema aquífero.

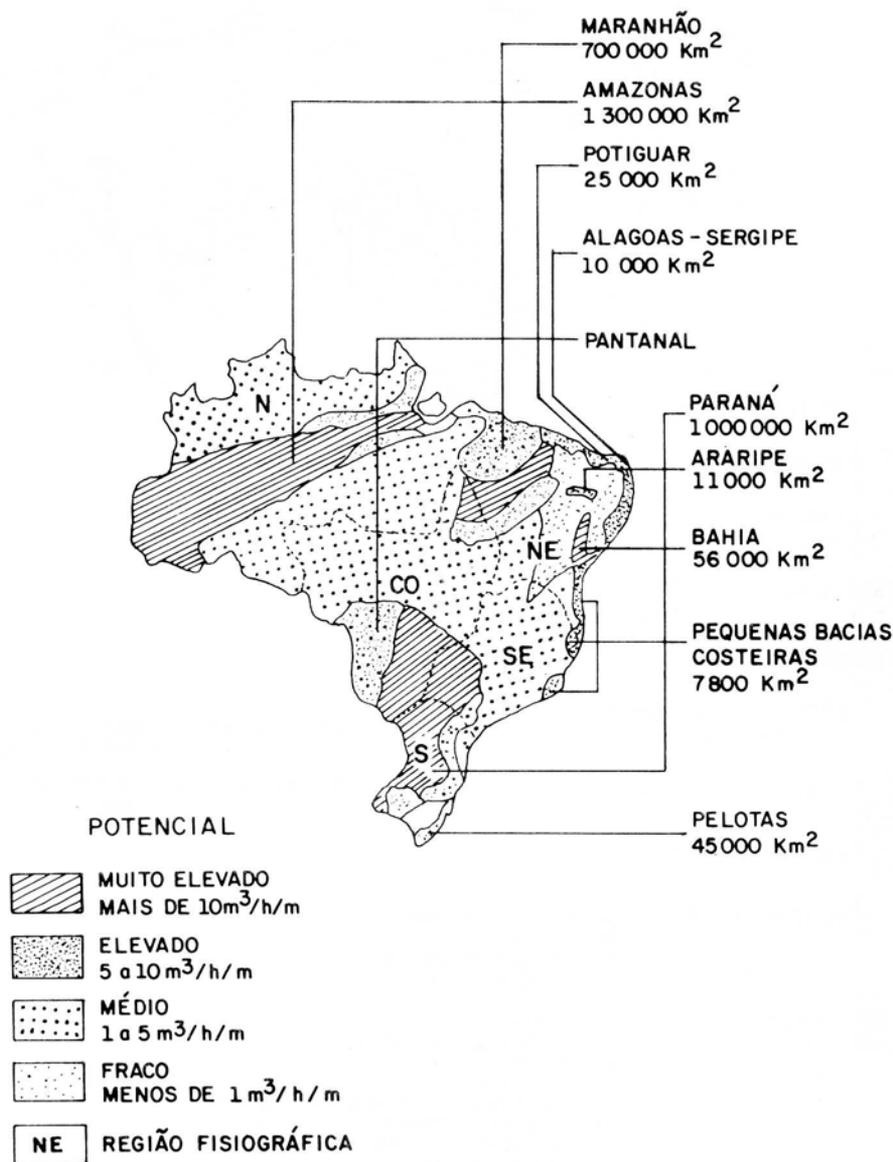


Figura 1.4 – Mapa com as potencialidades de água subterrânea (em termos de capacidade específica) no Brasil (Rebouças, 1988).

Em relação à água subterrânea, cujos volumes de reservas armazenados nos sistemas aquíferos somam 111.661 km³ (Tabela 1.2), a demanda estimada corresponde a somente 3% desse potencial subterrâneo.

Tabela 1.2. – Reservas de Água Subterrânea no Brasil *

Aquífero	Área (1000 km ²)	Principais Sistemas Aquíferos	Volume Armazenado (km ³)
Rocha cristalina fraturada	600	zonas de fratura	80
Rocha cristalina intemperizada	4.000	manto intemperizado/ respectivas zonas de fratura	10.000
Bacia do Amazonas	1.300	depósitos terciários	32.500
Bacia do Maranhão	700	Fm Corda–Grajaú Fm Samambaia Fm Poti–Piauí Fm Cabeças Fm Serra Grande	17.500
Bacia Potiguar–Recife	23	Gr Barreiras Fm Jandaíra Gr Açu–Beberibe	230
Bacia Alagoas–Sergipe	10	Gr Barreiras Fm Marituba	100
Bacia da Bahia	56	Fm Marizal Fm São Sebastião	840
Bacia do Paraná	1.000	Gr Bauru Fm Serra Geral Fm Botucatu Fm Pirambóia	50.000
Depósitos de Superfície	823	Aluviões Dunas de areia Depósitos terciários	411
TOTAL			111.661

* como citado em Rebouças (1988).

2. PRINCÍPIOS DO FLUXO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA: ESCALA REGIONAL

A descrição da distribuição, comportamento e movimentação da água subterrânea depende da escala. Nesse item apresenta-se uma descrição do regime da

água subterrânea do ponto de vista regional. Nos próximos itens será utilizada a Figura 2.1 para mostrar diferentes tipos de aquíferos e vários fenômenos da água subterrânea. Depois, será apresentada uma análise mais detalhada em escala local.

Aquíferos

Um aquífero é uma formação geológica com suficiente permeabilidade e porosidade interconectada para armazenar e transmitir quantidades significativas de água, sob gradientes hidráulicos naturais. O termo "quantidades significativas" é obviamente relativo e depende do uso final do poço. No campo da perfuração de poços isso pode significar vazões de 1000 – 4000 m³/dia. Por outro lado, uma quantidade suficiente de água para um único poço residencial pode ser menor do que 20 m³/dia. Numa área de deserto, uma geologia que fornece tão pouco quanto 0,5 m³/dia pode ser considerada como aquífero, produzindo quantidades suficientes de água.

A maioria dos aquíferos desenvolvidos em todo o mundo, com altas vazões, consistem de areias e cascalhos inconsolidados encontrados em planícies costeiras; vales aluviais e depósitos glaciais. No Brasil, além destes tipos, também são aquíferos adequados os arenitos e 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.

Aqüítarde

Enquanto aquíferos fornecem quantidades significativas de água, aqüítarides 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 água. As camadas de argila e de folhelho que separam muitos aquíferos confinados são bons exemplos de aqüítarides transmitindo água através de drenança vertical. Eles são tipicamente menos permeáveis em mais de uma a duas ordens de grandeza do que o material geológico do aquífero que eles confinam ou semiconfinam. Em estudos de aquíferos, aqüítarides são também conhecidos como camadas confinantes drenantes.

Um exemplo extremo de um aqüítarde é um aqüiclude. Ele é usado para descrever materiais geológicos que são impermeáveis à água. Hidrogeólogos usavam este termo anos atrás, para caracterizar materiais que transmitem fluxos extremamente baixos de água. Como todos os materiais transmitem água em um grau ou outro (em alguns casos pode ser somente de alguns metros em mil anos), os materiais impermeáveis, estritamente falando, não existem. Nos problemas de contenção de plumas de contaminação, as paredes de argila são consideradas por muitas pessoas como barreiras impermeáveis contra a passagem de poluição. Esse é um mito perigoso, já que a mais compactada parede de argila ainda apresenta vazamento.

Aqüítarides, fluxos baixos e poluição

No passado, os hidrogeólogos estavam principalmente preocupados com a obtenção de suprimentos de alta vazão de água em formações permeáveis. Camadas confinantes de argila ou aqüítarides eram considerados formações "impermeáveis"

capazes de fornecerem somente taxas de fluxo muito baixas (em $m^3/m^2/dia$). Do ponto de vista do suprimento de água, estas baixas taxas de fluxo são desprezíveis em áreas pequenas e curtos períodos de tempo. Contudo, do ponto de vista da poluição da água subterrânea, mesmo fluxos extremamente pequenos de compostos químicos como benzeno ou hidrocarbonetos clorados, da ordem de partes por bilhão, podem causar consequências desastrosas à saúde.

A facilidade com que a água flui através de um aquífero ou de uma camada confinante é medida por um parâmetro chamado condutividade hidráulica (K). Areias e cascalhos apresentam altos valores de K (por exemplo, 10^{-2} a 10 cm/s), enquanto folhelhos e argilas possuem valores relativamente baixos (por exemplo, 10^{-10} a 10^{-7} cm/s). A maior parte dos valores publicados de condutividade hidráulica está baseada no fluxo de água não contaminada através de material geológico. Esta condutividade hidráulica, no caso das argilas, pode ser severamente alterada para valores muito mais elevados, nos casos de contaminação envolvendo solventes puros passando através dessas camadas de argila. Alguns solventes interagem com a estrutura porosa das camadas de argila, transformando-as de barreiras "impermeáveis" para transmissoras substanciais de água. Isso mostra que conceitos tradicionais desenvolvidos para o fluxo de água em aquíferos podem não ser válidos em casos de contaminação envolvendo o transporte de contaminantes em aquíferos.

Classificação dos aquíferos

A Figura 2.1 mostra dois tipos comuns de aquíferos: não confinados e confinado. Os aquíferos são classificados como confinados ou não confinados, dependendo da presença ou ausência de um lençol freático. Um lençol freático, também conhecido como uma superfície freática, é a superfície superior da zona de saturação que está em contato direto com a pressão do ar atmosférico, através dos espaços vazios no material geológico acima. Ao longo dessa superfície, a pressão é considerada como sendo a atmosférica.. A profundidade até essa água pode ser de menos de 10 metros em regiões úmidas a até mais de 100 metros em climas secos.

O aquífero A na Figura 2.1 é um exemplo de um aquífero não confinado, também denominado freático ou livre. Observe como a superfície freática está sob pressão atmosférica, o fluxo é horizontal e o nível da água no poço localizado na posição 7 é virtualmente o mesmo que o nível da água fora do poço. Podemos então dizer que, sob condições de fluxo horizontal, os níveis da água em poços penetrando um aquífero livre representam a posição da superfície do lençol freático em redor desse poço. O termo "não confinado" significa que a superfície freática não está confinada ou impedida de movimentar-se para cima e para baixo, através de materiais menos permeáveis, tais como camadas de argilas. Aquíferos não confinados são usualmente os primeiros materiais saturados encontrados em um programa de perfuração. 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 Figura 2.1 são exemplos de aquíferos suspensos. No caso da localização 4, a superfície do lençol freático intercepta a superfície do solo, produzindo uma nascente surgente temporária. Dependendo da extensão e da espessura saturada, os aquíferos suspensos podem ser fontes adequadas para poços residenciais individuais. Eles são inadequados como fontes para poços municipais bombeando por longos períodos. No campo, deve-se ter muito cuidado para não tomar-se erroneamente esta água não confinada como sendo o aquífero freático principal. Em muitos casos, através de perfuração prévia ou de programas de monitoramento, pode-se ter uma idéia aproximada da profundidade da água. Nestes casos, zonas saturadas encontradas a muitos metros acima da profundidade esperada usualmente significam pertencerem a aquíferos suspensos.

Aqüíferos confinados são formações geológicas permeáveis, que são contornadas abaixo e acima por materiais relativamente impermeáveis, e que estão sob pressões maiores do que a pressão atmosférica. Estes estratos de baixa permeabilidade separam os materiais que formam o aquífero de permeabilidade mais alta do contato direto com a pressão atmosférica e impedem o movimento ascendente e descendente da água.

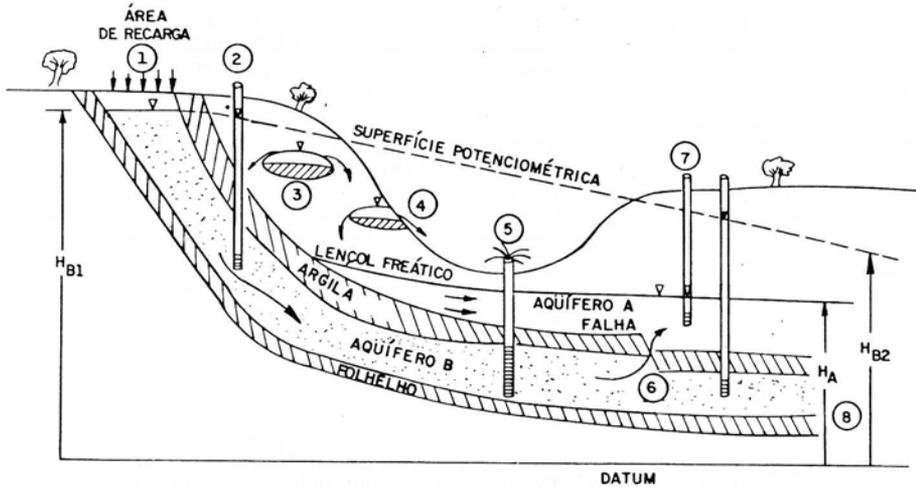


Figura 2.1 – Tipos de aquíferos.

O aquífero B na Figura 2.1 ilustra um exemplo de aquífero confinado. A área de afloramento do aquífero na localização 1 é a principal área de recarga. Note que, enquanto B é um aquífero confinado, ele é não confinado na localização 1. Este tipo de aquífero confinado, com sua área de recarga localizada onde o aquífero aflora na superfície, é o exemplo mais comum usado na maioria dos livros de texto de hidrologia de água subterrânea (Davis e DeWiest, 1966; Bear, 1979; Todd, 1980; Fetter, 1988). Meinzer (1923), através de uma publicação clássica do U.S. Geological Survey sobre princípios de água subterrânea, popularizou a idéia de afloramentos como áreas de recarga, para explicar como aquíferos confinados, em geral, desenvolvem altas pressões e em alguns casos produzem poços surgentes (localização 5). De fato, como Freeze e Cherry (1979) apontaram, aquíferos que afloram em áreas topograficamente altas não são muito comuns e o modelo de Meinzer do arenito de Dakota sobre o processo de recarga regional de água subterrânea tem sido usado em excesso.

A maioria dos aquíferos confinados recebe recarga através de drenança vertical de formações geológicas sobrepostas, como mostra a Figura 2.2 (Freeze e Witherspoon, 1967, como apresentada em Freeze e Cherry, 1979) e a Figura 2.3. A Figura 2.2 (a) mostra um aquífero confinado recebendo recarga de uma formação sobreposta de baixa condutividade hidráulica, a qual apresenta uma superfície freática de configuração ondulante. Na mesma figura, as linhas tracejadas, que interceptam a superfície do lençol freático em vários pontos, são conhecidas como linhas equipotenciais. As linhas contínuas são chamadas de linhas de fluxo e representam caminhos ao longo dos quais a água flui. As linhas equipotenciais são linhas de igual energia. Existe uma infinidade de linhas equipotenciais e linhas de fluxo entre dois pontos quaisquer considerados. A altura vertical do lençol freático, onde a linha equipotencial a intercepta, é chamada de potencial total ou carga total. Como as linhas de fluxo indicam, a água flui de áreas de maior potencial para áreas de menor potencial.

A água pode fluir descendo ou subindo topograficamente, mas deve sempre descer potencialmente. A diferença em condutividades hidráulicas, de cem para um, entre essas duas formações, resulta em linhas eqüipotenciais praticamente horizontais, na maior parte da camada confinante superior. Como conseqüência, o aquífero confinado inferior recebe recarga por meio de fluxo praticamente vertical, através da camada confinante. O fluxo no próprio aquífero confinado é essencialmente horizontal depois da refração das linhas de fluxo na interface do aquítarde ($K = 1$) e do aquífero ($K=100$). Esse fenômeno de refração será estudado mais adiante, ao serem discutidas complicações hidrogeológicas. A Figura 2.2 (b) também apresenta uma camada confinante superior, mas sua condutividade hidráulica é somente dez vezes menor que a do aquífero confinado inferior em forma de uma lente. A pequena diferença em condutividades hidráulicas resulta em linhas eqüipotenciais inclinadas, e em recarga que não é tão vertical como no primeiro caso. As linhas eqüipotenciais são sempre contínuas, à medida que passam de uma formação geológica para outra. Escolha qualquer linha tracejada acima do aquífero lenticular e siga sua trajetória inclinada na camada confinante, passando a vertical no aquífero confinado. O valor potencial total de qualquer uma dessas linhas é simplesmente a altura, acima de um datum, do lençol freático no ponto de interseção. Nessas figuras, o lençol freático apresenta uma leve e uniforme inclinação da direita para a esquerda. O aquífero confinado e lenticular também produz uma área de descarga no meio da camada confinante superior. A posição dessa área de descarga depende do tamanho e da localização do aquífero lenticular.

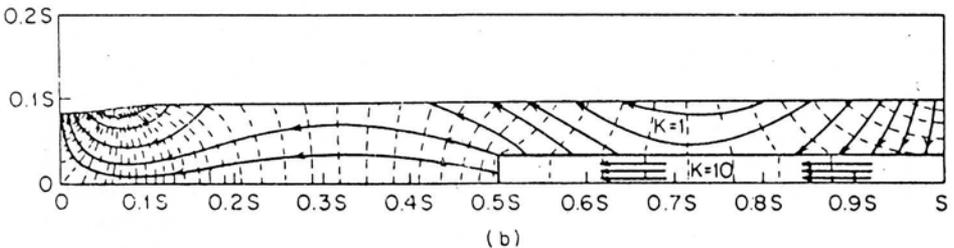
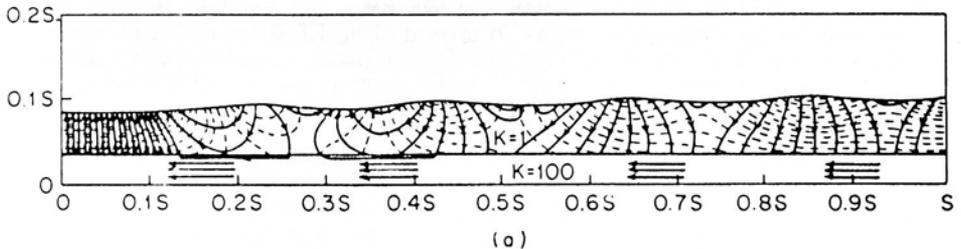


Figura 2.2 – Exemplos de fluxo e de recarga regionais (Freeze e Cherry, 1979).



Figura 2.3 – Padrão de fluxo regional de um aquífero confinado recebendo recarga do aquífero freático sobreposto.

A Figura 2.3 ilustra padrões de recarga, descarga e de fluxo horizontal típicos de talvez um dos casos mais comuns encontrados no campo: um aquífero freático permeável sobre um aquífero confinado que recebe drenança. A recarga na porção à direita da mesma figura é praticamente vertical através do aquífero, seguida por um fluxo horizontal para a área de descarga na porção à esquerda da mesma figura. O padrão de fluxo foi gerado utilizando-se um modelo bidimensional de diferenças finitas. As linhas com setas são equipotenciais contínuas passando do aquífero freático superior, através do aquífero, para o aquífero confinado que recebe drenança. No próximo item, discutiremos o conceito de superfícies potenciométricas.

Quando dados de campo são limitados, os padrões de fluxo complexos em aquíferos não homogêneos, anisotrópicos e de multicamadas só podem ser estimados através de modelos de fluxo multidimensionais. Freeze e Whitherspoon (1966, 1967, 1968) estão entre os primeiros pesquisadores a usarem modelos numéricos de fluxo bidimensionais, para estudarem padrões de fluxo regional de água subterrânea sob condições geológicas não homogêneas. Os artigos desses autores representam contribuições clássicas para o campo da hidrologia de água subterrânea e contribuições pioneiras na área de modelação matemática.

Superfície potenciométrica

Os níveis de água nos poços que penetram um aquífero freático sob condições de fluxo horizontal serão iguais ao nível do lençol freático em torno desses poços. Quando esses níveis são unidos, fica definido um plano, chamado lençol freático ou superfície potenciométrica. Essa superfície móvel descreve não somente o potencial total da água mas é literalmente o contorno físico do lençol freático.

As medidas dos níveis de água em poços que penetram aquíferos confinados correspondem à distribuição da pressão no aquífero. Como nos aquíferos freáticos, esses níveis podem ser conectados para formar uma superfície potenciométrica. Em alguns livros de texto, especialmente nos mais velhos, o termo "superfície piezométrica" é usado em vez de "superfície potenciométrica". O primeiro termo, "superfície piezométrica", é aplicado estritamente aos aquíferos confinados. Uma vez que "superfície potenciométrica" pode ser usada para aquíferos confinados e freáticos, é esse o termo adotado pelo United States Geological Survey e pela maioria dos livros de texto mais modernos. Diferentemente do que acontece nos aquíferos freáticos, esta superfície não serve como contorno físico superior do aquífero confinado. De fato, nesses aquíferos, a superfície potenciométrica é uma superfície imaginária que somente tem importância quando o aquífero é perfurado por poços e a água eleva-se naquele poço na medida da pressão daquele local. Desse modo, o nível da água dentro de um poço penetrando um aquífero confinado define a altura da superfície potenciométrica naquele local.

O contorno físico superior dos aquíferos confinados é a parte inferior da própria camada superior confinante. A superfície potenciométrica pode encontrar-se em qualquer ponto, desde imediatamente acima do limite inferior da camada confinante superior até acima da superfície do solo. O formato da superfície potenciométrica depende da geologia; do tipo de recarga (e.g., recarga por afloramento versus recarga por drenança vertical dos aquíferos superiores); e da localização e das taxas de bombeamento dos poços de extração/injeção.

A Figura 2.4 é uma secção transversal de três aquíferos confinados drenantes e um aquífero livre. As linhas tracejadas numeradas 1, 2 e 3 são respectivamente superfícies potenciométricas para os aquíferos confinados 1, 2 e 3, ao passo que a superfície do lençol freático é descrita por uma linha contínua. A água

subterrânea está sempre em movimento de áreas de potencial maior para áreas de potencial menor. A medida que a água flui através de um aquífero, ela perde energia potencial ao tentar superar a resistência friccional oferecida pela formação geológica. A perda de energia é refletida através do gradiente da superfície potenciométrica. Sob condições naturais, na ausência de bombeamento, a inclinação da superfície potenciométrica é inversamente proporcional à condutividade hidráulica e à espessura do aquífero. Para uma espessura constante de aquífero, um gradiente alto ou uma inclinação acentuada indica uma formação de baixa permeabilidade (por exemplo, uma argila arenosa).

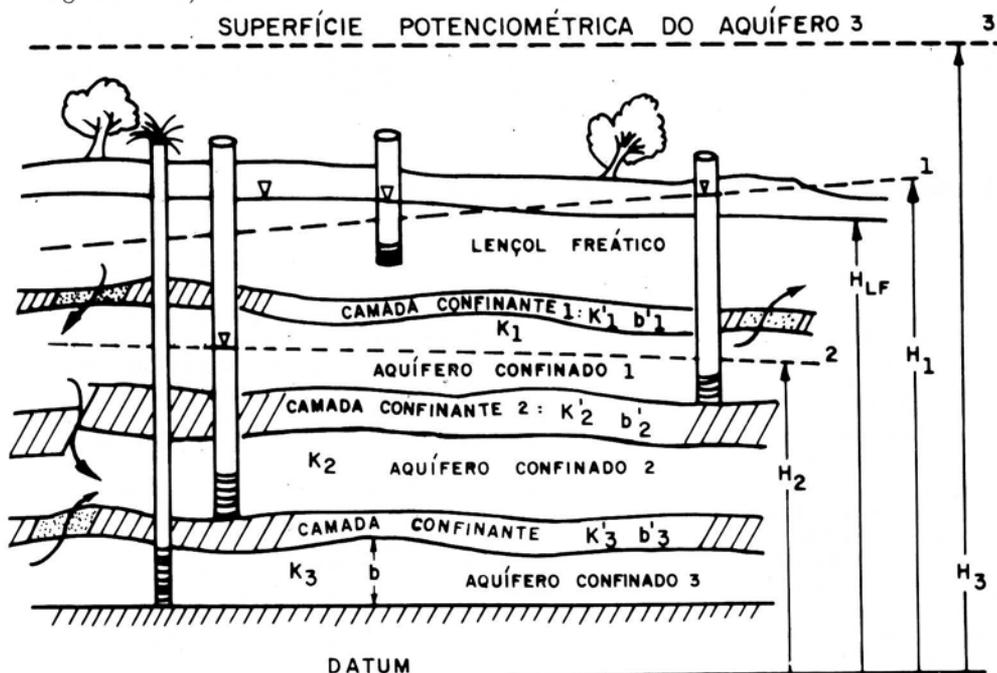


Figura 2.4 – Superfícies potenciométricas e drenanças em aquíferos freático e confinados.

As elevações das superfícies potenciométricas são medidas comumente em metros, a partir de um datum único (por exemplo, tipicamente o nível médio do mar num local específico) e são dados por H_{LF} , H_1 , H_2 e H_3 na Figura 2.4. Quanto mais alta for a elevação, mais alto é o potencial. Embora exista alguma teoria matemática para descrever esse potencial, na prática, o potencial é simplesmente a altura da superfície potenciométrica, em metros, por exemplo, acima de um dado datum. Por exemplo, o aquífero confinado 3, com sua superfície potenciométrica acima da superfície do solo, possui o potencial mais alto, enquanto o aquífero 2 possui o potencial mais baixo. Como indicado anteriormente, a água subterrânea sempre se move de áreas de potencial mais alto para áreas de potencial mais baixo. Podemos ver esse princípio em ação na falha que separa os aquíferos 1 e 2. Como a altura H_2 é menor que H_1 , a água flui a partir do aquífero 1 (potencial maior) para o aquífero 2 (potencial menor). Contanto que as superfícies potenciométricas nos aquíferos 1 e 2 mantenham a diferença atual, a drenança através da falha será sempre a partir do aquífero 1 para o aquífero 2. Os fluxos através das camadas semiconfinantes, separando os aquíferos 2 do 3 e o aquífero 1 do aquífero freático, são exemplos adicionais desse princípio básico de fluxo. Note que o fluxo vertical é do aquífero freático para o aquífero 1, do lado esquerdo da Figura 2.4,

e do aquífero 1 para o aquífero freático, do lado direito dessa figura, conforme a diferença de potenciais entre os dois aquíferos. As taxas de fluxo vertical e horizontal nesse sistema aquífero de multicamadas dependem das condutividades hidráulicas e das espessuras das várias formações geológicas. A espessura de um aquífero confinado é comumente referida como "b", enquanto a espessura de uma camada confinante é "b'". Os símbolos K e K' são dados, respectivamente, para as condutividades hidráulicas de um aquífero e de uma camada confinante, como indicado na Figura 2.4.

Todos os poços que penetram o aquífero 3 serão surgentes, uma vez que a superfície potenciométrica desse aquífero está acima da superfície do solo. A água sobe dentro desses poços, procurando sua superfície potenciométrica. Se a boca do poço se encontra abaixo dessa superfície, a água simplesmente fluirá, tentando atingir a altura da referida superfície (se as perdas de carga devido ao atrito junto à tubulação não forem grandes) e não será requerido bombeamento.

Abordagem hidrodinâmica versus abordagem hidráulica

As dimensões horizontais (tipicamente expressas pelos símbolos X e Y) da maioria dos aquíferos são medidas em quilômetros, ao passo que suas dimensões verticais (tipicamente expressa pelo símbolo Z) são medidas em metros. Isso, com frequência, resulta em equilíbrio relativamente rápido do potencial na direção vertical, 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 essas circunstâncias, podem-se ignorar variações do potencial na direção Z e caracterizar o fluxo do aquífero como bidimensional. Isso é conhecido como abordagem hidráulica e o potencial é conhecido como carga hidráulica. Em áreas de descarga, de recarga e nas proximidades de poços parcialmente penetrantes, condições de fluxo não horizontal estão presentes, e a abordagem hidráulica, com as suposições de não ocorrerem mudanças no potencial com a profundidade, torna-se menos acurada. Quando o potencial varia em três dimensões, deve-se incluir a direção Z, sendo a análise resultante conhecida como abordagem hidrodinâmica. O potencial é então simplesmente chamado de carga total, embora muitos hidrogeólogos usem o termo menos exato, carga hidráulica. O clássico livro de Jacob Bear, *Hydraulics of Groundwater* (Bear, 1979), é um excelente exemplo de abordagem hidráulica. A maioria dos estudos publicados de modelação de fluxo de água subterrânea ou de descontaminação de aquíferos usam a abordagem hidráulica, bidimensional (X,Y). Nos últimos anos, com o crescente interesse em poluição de água subterrânea causada por rejeitos perigosos e radioativos, encontram-se mais estudos experimentais e matemáticos em três dimensões. Tais estudos são onerosos e usualmente só podem ser justificados se existir uma ameaça iminente à saúde pública.

Áreas de recarga de água subterrânea sob condições de fluxo natural

A fonte primária de recarga natural para a maioria dos aquíferos é a precipitação. Em alguns casos, rios, lagos e reservatórios podem ser um fator importante na recarga dos aquíferos. Nos últimos anos, a identificação e a proteção das áreas de recarga têm recebido muita atenção, devido ao intenso interesse em prevenir os aquíferos da poluição da água subterrânea. O tamanho e a localização dessas áreas dependem de muitos fatores, incluindo a orientação física desses aquíferos, a pluviometria, a superfície topográfica e os solos naquele local. As áreas podem ser limitadas em tamanho, tais como no caso de um afloramento de aquífero na superfície, ou podem ser praticamente a área inteira acima do aquífero, como no caso de um aquífero encravado num vale erodido no embasamento cristalino, em região úmida. Em

áreas desertas, a recarga primária pode ser ao longo de leitos de rios até que o rio eventualmente seque. Em tais climas áridos, ao contrário das regiões úmidas, o lençol freático é mais alto onde a superfície topográfica é mais baixa. A Figura 2.5 mostra dois tipos de situações de recarga. A figura superior mostra uma área de afloramento de recarga para o aquífero B localizado a alguma distância de um poço bombeando. O poço pode estar abastecendo água para uma cidade localizada ao longo de uma costa. Na maioria das cidades costeiras, os rejeitos domésticos e industriais são aterrados sanitariamente fora da cidade, em áreas menos nobres, onde seus efeitos poluidores seriam minimizados. Se a cidade localizar a área de rejeito na zona de recarga do aquífero B, eventualmente a água do poço municipal se tornará contaminada. Na mesma figura, podemos ver o lençol freático do aquífero A sendo recarregado principalmente fora do perímetro urbano, onde o asfalto e os sistemas centrais de coleta de água de chuvas não impedem a infiltração. Como essa área está localizada exatamente fora dos limites da cidade, pode parecer, para alguns planejadores de cidades, o lugar mais conveniente para localizar áreas de rejeitos e/ou indústrias. Se isso for feito, o aquífero A eventualmente sofrerá severa contaminação. O melhor local para uma área de rejeito seria no afloramento da camada de argila mais à esquerda da figura mencionada.

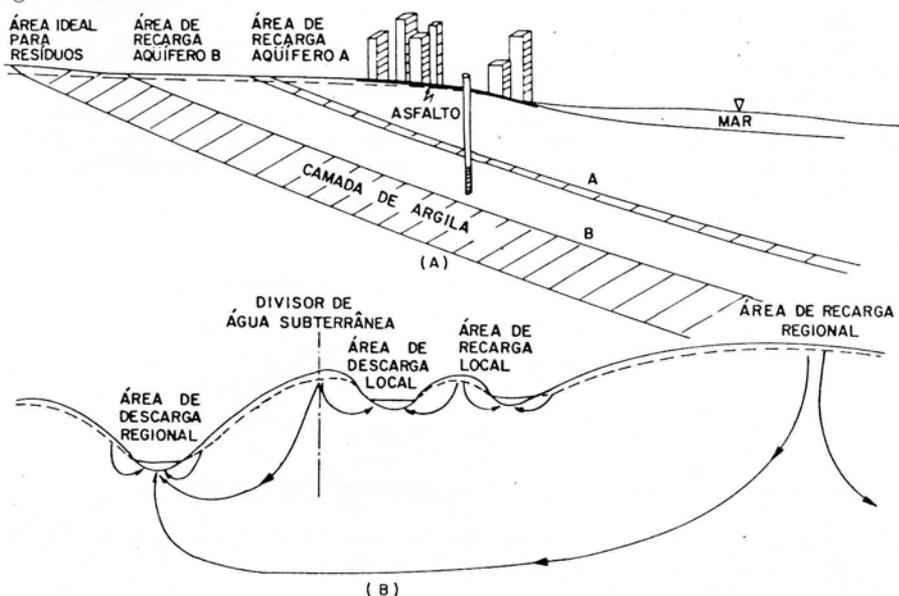


Figura 2.5 – Tipos de áreas de recarga de aquíferos.

A metade inferior da Figura 2.5 mostra um padrão típico de fluxo regional de água subterrânea, quando existe uma superfície topográfica ondulante. Sob essas circunstâncias, as áreas de descarga/recarga local e regional irão desenvolver-se, e seus padrões de linha de fluxo dependerão principalmente do grau de ondulação do lençol freático; da localização de rios e de lagos; da razão da condutividade hidráulica horizontal versus vertical; e da espessura saturada e largura do aquífero. Uma vez mais, a compreensão desses padrões de fluxo é crítica, quando se escolhem áreas para aterros sanitários e aterros industriais. Em alguns casos, os rejeitos podem descarregar em uma área local de menor importância, ou eles podem viajar grandes distâncias e eventualmente descarregar num rio que pode estar sendo usado como um suprimento de água para uma cidade. A topografia ondulada pode causar padrões surpreendentes de fluxo, como ilustrado nos clássicos artigos de Toth (1962, 1963), Freeze (1972) e Winter (1976).

Quando o padrão de fluxo natural é alterado por grandes poços de bombeamento, um tipo especial de "área de recarga" é desenvolvido e passa a chamar-se zona de captura do poço. Discutir-se-ão essas áreas de captura mais tarde, quando forem mostrados poços de bombeamento e os efeitos no aquífero livre ou aquífero confinado que esses poços penetram.

Tempos de residência em aquíferos

A Figura 2.6 é uma reprodução de um sistema aquífero apresentado por Heath (1982). Existem dois aquíferos confinados profundos, (B e C), sotopostos a um aquífero freático (A). Parte da precipitação que cai na área de recarga infiltra para recarregar o aquífero freático. Uma vez que a superfície potenciométrica do aquífero freático é maior do que as superfícies potenciométricas dos dois aquíferos confinados (indicadas pelas linhas tracejadas) existe drenança descendente em direção aos aquíferos confinados. Esse movimento descendente é extremamente lento e, para alguns aquíferos profundos, pode levar muitos anos para que a penetração atinja grandes profundidades. O fluxo horizontal nos aquíferos confinados pode ser também um processo muito lento, levando desde décadas até milhares de anos para finalmente atingir as áreas de descarga mais acima. Geralmente, quanto mais profundo o aquífero, maior é o tempo para que uma partícula de água se desloque de uma área de recarga para uma área de descarga. Durante esse longo período de tempo, a água lentamente dissolve o material geológico do ambiente, tornando-se rica em minerais. Isso explica por que, freqüentemente, vemos água proveniente de aquíferos muito profundos com teores elevados de sólidos dissolvidos.

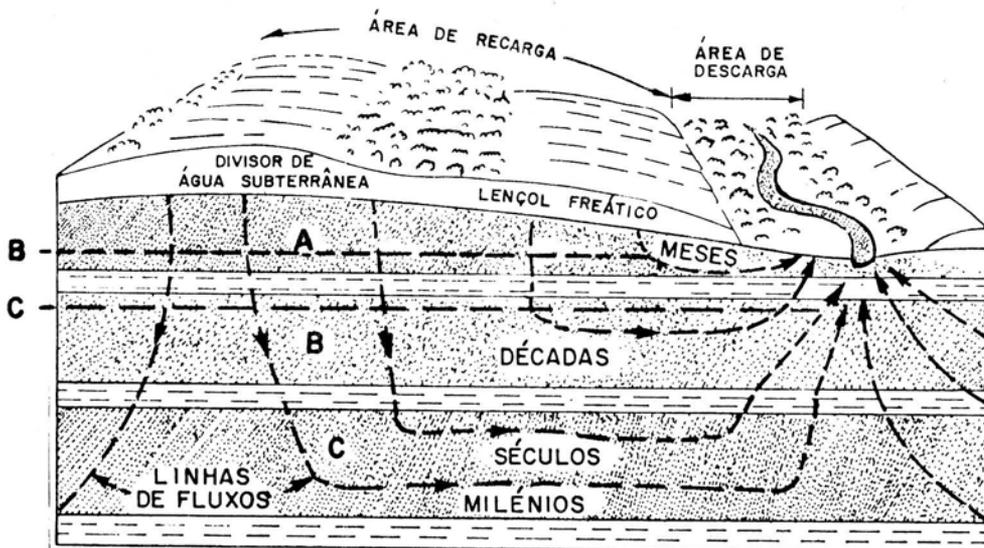


Figura 2.6 – Exemplos de tempos de residência em aquíferos.
(modificado de Heath, 1983).

Podemos definir um tempo de residência de um aquífero através da seguinte relação:

$$T = V/Q \quad (2.1)$$

onde T é igual ao tempo de residência (T), V é o volume do aquífero (L^3) e Q é a taxa volumétrica de recarga do aquífero (L^3/T). Todd (1980) estimou o tempo de residência médio da água subterrânea nos Estados Unidos em 200 anos, se essa água se encontrar a uma profundidade menor do que 800 metros a partir da superfície, e 10.000 anos, se ela se encontrar a uma profundidade superior à mencionada. Vemos pela equação 2.1 que os altos tempos de residência indicam baixas taxas de recarga para grandes aquíferos. Em termos práticos, isso significa que o volume do aquífero é extremamente grande, se comparado com sua taxa de reposição de água. Isso nos mostra que os aquíferos confinados profundos são essencialmente imunes às flutuações da precipitação que ocorrem ano a ano. As estiagens não são um problema para esses aquíferos profundos, embora possam afetar aquíferos livres rasos. Tais imunidades aos caprichos da natureza, quanto à precipitação, tornam os aquíferos confinados uma excelente escolha para um abastecimento municipal de água. Por outro lado, esses altos tempos de residência também nos mostram que devemos ser muito cuidadosos para não poluirmos aquíferos, já que poderia levar séculos para que o aquífero fosse descontaminado por si mesmo através de processos de descarga natural.

Bacias e divisores de água subterrânea

Uma bacia hidrográfica é uma área delimitada topograficamente, drenada por um único rio. Dentro de uma bacia hidrográfica, podem existir muitos tributários menores drenando a bacia, mas, sob condições naturais, toda água que se precipita no interior da área delimitada deve tanto fluir para fora desta, num determinado local, como deixar a área através de evapotranspiração. A água que se precipita fora dos limites definidos entra em outra bacia hidrográfica.

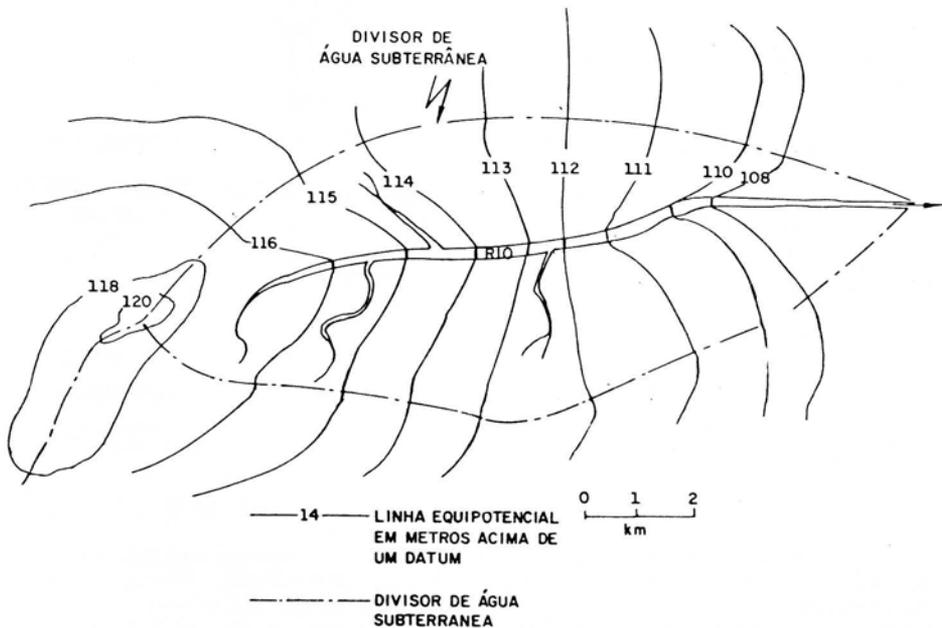


Figura 2.7 – Bacia de água subterrânea.

Similarmente às bacias hidrográficas superficiais, pode ser, às vezes, hidrologicamente conveniente definir as bacias hidrográficas subterrâneas (Cottez e Dassonville (1965) como citado em deMarsily (1986)). Dependendo de como elas são definidas, os contornos de tais bacias hidrográficas podem ser muito próximos àqueles das bacias hidrográficas superficiais. A Figura 2.7 mostra uma bacia subterrânea definida por divisores de água subterrânea. Um divisor de água subterrânea separa dois corpos de água subterrânea, de tal modo que não existe intercâmbio entre eles. O divisor é uma linha que intercepta linhas eqüipotenciais, formando com elas ângulos de 90 graus onde o gradiente é zero. Como o gradiente é zero, não existe fluxo de água subterrânea através do divisor, e as águas, em ambos os lados, permanecem separadas. Os divisores de água subterrânea separam tipicamente vales drenados por rios principais. Similar ao que acontece nas bacias hidrográficas superficiais, um único rio recebe e escoar toda a água subterrânea de uma bacia de água subterrânea. Isto é, sob condições naturais, toda água subterrânea na bacia deve eventualmente fluir para dentro desse rio único e sair dessa bacia (dentro da bacia, embora o rio possa ser influente ou efluente em várias áreas, no balanço total, toda água subterrânea que não evapotranspirou acaba saindo através desse rio).

3. PRINCÍPIOS DO FLUXO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA: ESCALA LOCAL

No item anterior discutimos o fenômeno da água subterrânea em escala regional. Os conceitos básicos, tais como aquíferos, superfícies potenciométricas, movimentos de água subterrânea e áreas de recarga/descarga estão presentes. Discutiremos, agora, o fenômeno da água subterrânea em escala local.

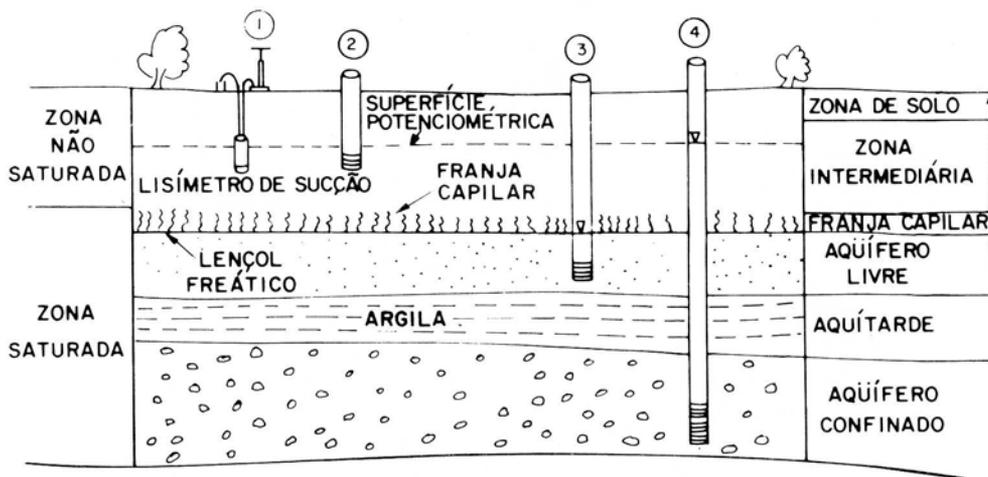


Figura 3.1 – Divisões do sistema de água subterrânea: escala local.

A Figura 3.1 mostra uma seção transversal de um sistema aquífero típico, onde um aquífero freático se encontra acima de um aquífero confinado. Um aquítarde argiloso, drenante, separa os dois aquíferos, enquanto uma franja capilar separa a zona não saturada do aquífero freático. No campo, é muito comum, ao se realizar um programa de perfuração, encontrar-se um aquífero freático como o primeiro aquífero. Menos freqüentemente, pode-se encontrar uma espessa formação argilosa na superfície, e o primeiro aquífero disponível abaixo será naturalmente confinado.

Vamos começar com uma descrição geral do sistema aquífero freático, antes de entrarmos em detalhes mais técnicos. O aquífero freático é arbitrariamente dividido em uma zona saturada e uma não saturada.

Zona não saturada

A zona não saturada estende-se desde a superfície até a parte superior da franja capilar (alguns autores incluem a franja capilar na definição da zona não saturada). Como mostra a Figura 3.2, na zona não saturada, os poros estão preenchidos com água e ar. A água na zona não saturada está sob pressão negativa, devido à tensão superficial entre ela e o ambiente geológico. Assume-se que o ar na zona não saturada pode mover-se livremente, a partir da superfície do solo, através de todos os espaços porosos abertos. Essa é algumas vezes uma suposição pobre, como no caso de condições de solo congelado em climas frios. Em climas quentes, onde tais condições de congelamento não ocorrem, a suposição é razoável. O termo "zona não saturada" é popularmente usado na legislação de água subterrânea e em muitos livros de texto. Infelizmente, contudo, sob condições de solo estratificado, é possível encontrar zonas saturadas dentro de "zona não saturada". Por essa razão, os cientistas do solo preferem usar o termo zona vadosa, que descreve com mais acuidade o fenômeno saturado/não saturado nessa zona.

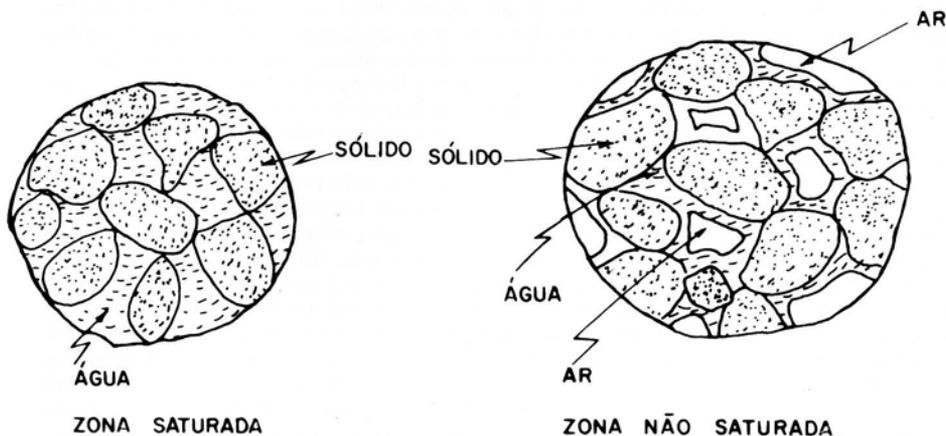


Figura 3.2 – Poros na zona não saturada e saturada.

A pressão negativa (relativa à pressão atmosférica) na zona não saturada é algumas vezes chamada de potencial de sucção, pressão capilar ou tensão capilar. Ela é causada pelo fenômeno de umedecimento do material geológico pela água, e o valor dessa pressão capilar depende do conteúdo de umidade do solo. Poços comuns penetrando o aquífero (localização 2 na Figura 3.1), consistindo de uma tubulação aberta e com um filtro na extremidade inferior e exposta à atmosfera no outro extremo, não funcionam na zona não saturada. Ocorre que a pressão negativa atuando no solo próximo ao filtro do poço, mantém o conteúdo de umidade preso aos sólidos desse local, não permitindo que esse conteúdo entre no poço. O fato de o interior do poço estar exposto à pressão atmosférica só exacerba o problema da tentativa de coletar amostra de água do solo, uma vez que a tendência é a da pressão atmosférica empurrar a umidade do solo na direção contrária ao filtro do poço. O resultado final é um poço

seco, mesmo quando o solo se encontra extremamente úmido ao ser tocado. Para coletar amostras de umidade do solo na zona não saturada, devem-se usar dispositivos especiais, que criam uma pressão de sucção ainda mais negativa do que aquela do solo em torno do poço. Isso cria uma força motriz que favorece o fluxo da água a partir do solo, em direção ao dispositivo de sucção. Esses dispositivos são chamados de lisímetros de sucção. Na prática, essa sucção é aplicada usando-se uma bomba de mão, que lembra uma bomba de pneu de bicicleta, como visto no local 1 da Figura 3.1.

Como está indicado à direita na Figura 3.1, o aquífero freático freqüentemente se encontra abaixo de uma zona de solo. Esta zona tem tipicamente de um a dois metros de espessura e possui propriedades de fluxo muitas vezes diferentes das do aquífero abaixo. Essa zona é importante do ponto de vista da poluição da água subterrânea, já que muitas fontes de contaminação se originam na superfície e devem passar através dessa zona e da zona não saturada, antes de poluírem os aquíferos mais abaixo.

Franja capilar

A franja capilar separa a zona não saturada da zona saturada. Sua altura varia de alguns centímetros, nos terrenos de cascalho, a vários metros, nas geologias argilosas. Quanto mais no extremo inferior da classificação de granulação (fração fina) concentrar-se a distribuição do tamanho dos grãos, maior será a altura atingida acima do lençol freático, devido aos efeitos da sucção capilar. Essa zona é peculiar, no sentido de que ela pode ser saturada (se não houver ar aprisionado) e ainda assim exibir pressão negativa. Por essa razão, alguns autores a consideram como uma parte da zona saturada. Nos anos sessenta e setenta, a maioria dos hidrogeólogos preocupava-se com problemas de suprimento de água e isso usualmente significava trabalhar com aquíferos de areia e cascalho, uma vez que a geologia de granulação fina não pode atender às demandas de um poço municipal. A franja capilar nesses materiais de granulação grosseira é essencialmente desprezível, tendo, portanto, sido prestada pouca atenção à ela. Muitas indústrias e áreas de rejeitos, naquela época, foram localizadas em áreas de geologia de granulação fina, onde poços municipais não podiam ser encontrados. Isso minimizou as possibilidades de contaminar um aquífero de suprimento de água municipal. Hoje em dia, como estudamos os problemas de poluição dessas indústrias, as dinâmicas de fluido de franjas capilares com alturas consideráveis devem ser levadas em consideração. Isso é particularmente verdade no caso dos poluentes menos densos que a água, como a gasolina. Como Heath (1982) e Bouwer (1978) apontaram, a água na franja capilar move-se, embora com uma velocidade que varia ao longo da sua extensão, na mesma direção que a água subterrânea na zona saturada. Se a espessura saturada do aquífero é pequena (tal como a que pode ser encontrada em depósitos sedimentares estratificados) comparada à altura da franja, não se pode ignorar sua contribuição para o fluxo horizontal total da água subterrânea através do aquífero (Bouwer, 1978).

Zona saturada

Como o nome indica, os espaços porosos geológicos na zona saturada estão totalmente preenchidos por água (Figura 3.2). No caso dos aquíferos freáticos, os primeiros metros abaixo da superfície freática podem também conter ar dissolvido ou preso, se a atividade biológica aeróbica for desprezível. De outro modo, o conteúdo de oxigênio pode aproximar-se de zero. Quando falamos de água subterrânea, usualmente referimo-nos à zona saturada. É nessa zona que instalamos, por exemplo, poços de bombeamento, visando ao suprimento de água ou, no caso de poluição, poços de observação para o monitoramento de contaminantes.

Principais propriedades hidrogeológicas

A infra-estrutura geológica na zona saturada pode ser classificada em termos de suas propriedades de fluxo e características de armazenamento. As principais propriedades de fluxo são a condutividade hidráulica 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 item, apresentaremos uma breve introdução à condutividade hidráulica e à transmissividade, guardando mais detalhes para os itens sobre fluxo de água subterrânea e modelação matemática, em que esses parâmetros serão aplicados. As propriedades de armazenamento serão detalhadamente descritas.

Condutividade hidráulica

Como já foi mencionado, a condutividade hidráulica é uma medida da habilidade do aquífero de conduzir água sob a influência do gradiente de uma superfície potenciométrica. Veremos, mais adiante, que a condutividade hidráulica é uma propriedade tanto do meio poroso como do fluido que o atravessa. Quanto maior a condutividade, melhor o aquífero 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 têm porosidade mais alta do que as areias, mas suas condutividades hidráulicas são bem mais baixas do que aquelas 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 mostram a 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 materiais geológicos altamente porosos (neste caso, areias), materiais menos permeáveis (por exemplo, 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 material geológico, tanto mais preenchido com material de baixa condutividade e menor a condutividade hidráulica total do conjunto.

Transmissividade

A transmissividade está diretamente relacionada à condutividade hidráulica e é principalmente usada quando a abordagem bidimensional hidráulica é válida. Para um aquífero confinado de espessura b , a transmissividade é definida como:

$$T = Kb \quad (3.1)$$

A transmissividade é a taxa volumétrica de fluxo através de uma secção de largura unitária e altura igual à espessura b do aquífero, quando o gradiente hidráulico é 1. As unidades típicas são galões/dia/pés no sistema inglês e m^2 /dia (ou m^3 /dia/m) no SI (Sistema Internacional). Nos aquíferos freáticos, em que a espessura muda com o tempo e a distância, T , pode variar com a carga hidráulica, tornando não linear a descrição matemática do problema. Tais complicações serão discutidas mais adiante, no item 4. Fluxo de Água Subterrânea.

Porosidade

A porosidade total de um material geológico é definida como sendo seu volume de vazios dividido por 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 material geológico 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, por exemplo). A porosidade é, algumas vezes, dividida em porosidades primária e secundária. A porosidade primária refere-se 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), ao passo que a porosidade secundária 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 a abordagem de "porosidade dupla", quando modelam arenitos fraturados, calcários, granitos e basaltos.

O volume de água representado pela porosidade total é composto pela água que drenará livremente por gravidade e pela água que ficará retida nas superfícies geológicas, através da tensão superficial. A água que irá drenar por gravidade é chamada de vazão específica e, é também, às vezes, chamada de porosidade efetiva (n_e) ou porosidade drenável. A água que não for drenada por gravidade é chamada de retenção específica. Os cientistas do solo usam um termo, chamado de capacidade de campo, que é definido similarmente à retenção específica. A porosidade total é a soma desses dois componentes:

$$n = S_y + S_R \quad (3.2)$$

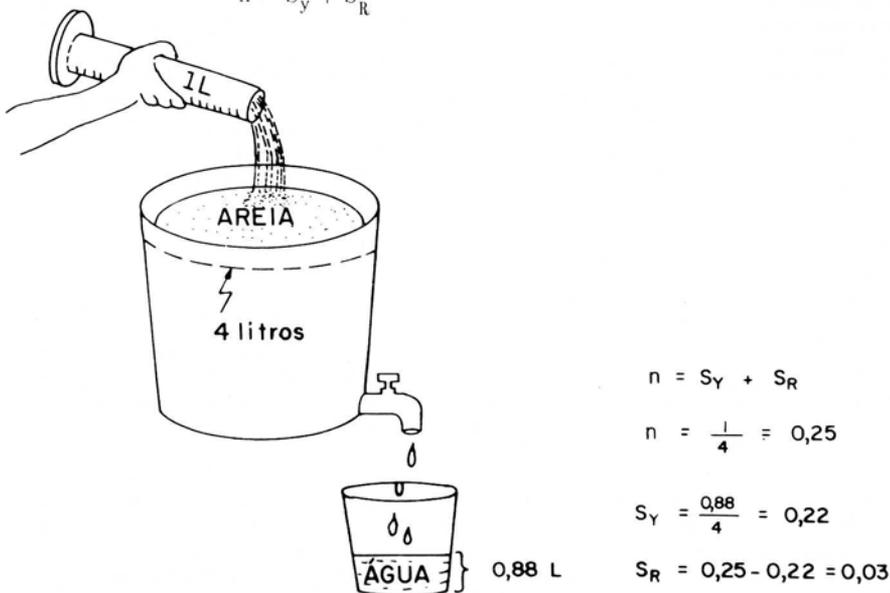


Figura 3.3 – Ilustração de vazão específica e de retenção específica.

A Figura 3.3 mostra um balde contendo 4 litros de areia seca. Adiciona-se água até preencher todos os espaços vazios e formar um lençol freático na altura da marca dos 4 litros (é necessário exatamente 1 litro para preencher todos os poros). Por definição, a porosidade total é 1 litro (volume total de vazios) dividido por 4 litros (volume total) ou 0,25 (25%). A torneira é aberta, e 0,88 litros drenam por gravidade. Por definição, a vazão específica é de 0,88 litros (o volume que drenou livremente por gravidade) dividido por 4 litros (o volume total) ou 0,22. A percentagem do volume de água remanescente, ou 0,03 (30 litros de água/m³ de solo, por exemplo) é chamado de retenção específica.

A retenção específica é baixa para litologias com poros altamente interconectados, tais como areia, cascalho e calcário (tipicamente menos de 4%); é alta para materiais com um baixo grau de espaços porosos interconectados, tais como argilas (mais de 40%). Em geral, quanto menor for o tamanho do grão, maior será a retenção específica.

A vazão específica é também algumas vezes chamada de porosidade efetiva, porque representa a quantidade efetiva de água que uma dada geologia fornecerá. Esse conceito é inadequado, uma vez que a porosidade efetiva é usada pela maioria dos hidrogeólogos, hoje em dia, para indicar os espaços porosos interconectados, através dos quais ocorre o fluxo saturado, e isso pode ser diferente do valor para a vazão específica. Nesses casos, a porosidade efetiva de um hidrogeólogo poderia não ter o mesmo valor que a porosidade efetiva de um outro, o que já criou alguma confusão entre hidrogeólogos profissionais. O problema ocorre em solos que apresentam poros não interconectados ou poros com água imóvel, e isso resulta numa porosidade efetiva verdadeira para o fluxo que for menor do que a vazão específica. Para areias e cascalhos ou outros materiais que não possuem água imóvel ou zonas mortas em quantidade apreciável, não existe distinção entre os dois usos de porosidade efetiva e, na verdade, pode-se assumir que a porosidade efetiva seja igual à vazão específica. Contudo, algumas vezes um solo apresenta água imóvel, devido à agregados do solo, e estes poderiam reduzir consideravelmente o volume efetivamente disponível para fluxo, mas não afetar o volume que será drenado livremente por gravidade. Biggar e Nielsen (1962), num artigo clássico, estão entre os primeiros a discutir os efeitos físicos do não equilíbrio da água imóvel causados pelos agregados do solo.



Figura 3.4 – Zonas mortas ou água imóvel.

A Figura 3.4 mostra um exemplo. As áreas hachuradas representam a água imóvel que será drenada por gravidade e, assim, será incluída na vazão específica; contudo, essas áreas não estão disponíveis como espaços porosos interconectados, e

portanto, não seriam incluídas na definição comum de porosidade efetiva. Vemos, então, que a porosidade efetiva é igual a, ou menor que a vazão específica. Bear e Verruijt (1987) chamam essa porosidade interconectada de porosidade efetiva para fluxo através do meio, n_{eff} , ao invés de somente porosidade efetiva, n_e . Desse modo, a importante conexão com o fluxo é estabelecida. Veremos mais adiante que a velocidade verdadeira de um contaminante depende do valor da n_{eff} (neste capítulo, a notação da porosidade efetiva para fluxo é simplificada para 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 geológico sem quantidade apreciável de água imóvel. Para esses casos, uma suposição razoável é ignorar os baixos valores de retenção específica e assumir:

$$n = n_e = S_y = n_{ef} \quad (3.3)$$

Para materiais que possuem um alto grau de agregados do solo, contudo, essa é uma suposição pobre. Infelizmente, existem poucos dados publicados sobre a porosidade efetiva para fluxo. A n_{ef} somente pode ser determinada confiavelmente através de experimento que utilize amostras de solo e um traçador numa coluna de laboratório.

Armazenamento em aquíferos confinados e freáticos

O volume de água liberado ou absorvido por um aquífero, quando a carga é diminuída ou aumentada, pode ser quantificado pelo coeficiente de armazenamento de um aquífero. Nos aquíferos freáticos, o coeficiente de armazenamento é chamado de vazão específica, S_y . Nos aquíferos confinados, usa-se o coeficiente de armazenamento específico, S_s , quando a carga varia em três dimensões. Nesses aquíferos, quando a abordagem hidráulica bidimensional é válida, usa-se o coeficiente de armazenamento, S .

Coefficiente de armazenamento específico

O coeficiente de armazenamento específico, S_s , é comumente definido como o volume de água que um volume unitário do aquífero ou libera do armazenamento ou adiciona a ele, por descida ou subida unitária na carga média do volume unitário citado. Possui unidade [L^{-1}] e varia tipicamente de 0,01/metro (argilas plásticas) a 0,0000001/metro (rochas cristalinas); é definido em termos das propriedades compressivas e físicas do meio geológico e da água, como mostra a equação abaixo:

$$S_s = \rho g [\alpha + n\beta] \quad (3.4)$$

onde ρ é a densidade do fluido, g é a aceleração da gravidade, α é a compressibilidade do meio geológico, n é a porosidade e β é a compressibilidade da água.

O coeficiente de armazenamento específico é principalmente usado em análises de aquíferos confinados de estado não estacionário. Sob estado estacionário, toda água bombeada de poços provém de drenança (por exemplo, recarga descendente de um aquífero sobreposto) sem nenhuma contribuição do armazenamento do aquífero. De fato, por causa disso, as equações de fluxo para condições de bombeamento em estado estacionário nem mesmo contêm um coeficiente de armazenamento na solução analítica final; somente a transmissividade do aquífero pode ser calculada com dados de

estado estacionário. Mais à frente, como veremos no item 8, os modelos numéricos introduzem artificialmente condições de estado constante quando igualam o coeficiente de armazenamento a zero em todos os nós.

Aquíferos confinados profundos encontram-se frequentemente sob altas pressões. A água que é liberada de tais aquíferos confinados é geralmente tomada como proveniente da compressão do aquífero (Meinzer, 1928) e da expansão da água (Swenson, 1968). Pode ser facilmente mostrado que a expansão de água praticamente incompressível, quando esta passa de um estado altamente pressurizado para a pressão atmosférica, geralmente contribui pouco para o valor do coeficiente de armazenamento específico (a compressibilidade da água é $4,4 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$, a qual aproxima-se de $0,0 \text{ m}^2/\text{N}$, o valor para um fluido incompressível); a única exceção seria nos casos de rochas cristalinas de baixa porosidade, onde S_s é tão pequeno que a pequena quantidade resultante da expansão da água poderia ser significativa. O tamanho do coeficiente depende, então, principalmente, da compressão do aquífero, especialmente da compressão inelástica (plástica ou irreversível) do intercamamento de camadas e/ou lentes de argila e silte. Quanto mais compressível o aquífero, maior o valor de S_s . A compressão é, porém, quase inteiramente irreversível, e isso leva, com o passar do tempo à diminuição do coeficiente de armazenamento específico, na medida em que o aquífero passa através de vários ciclos de rebaixamento. S_s pode diminuir em uma ou mais ordens de grandeza, à proporção que o rebaixamento progride.

É importante entender que, quando a água é bombeada de um aquífero confinado, o aquífero mesmo permanece completamente saturado, sem drenagem dos espaços porosos (se a superfície potenciométrica cai abaixo da camada confinante superior, os espaços porosos podem ser drenados e, aí então, o aquífero perde sua condição de confinado, tornando-se freático). A água bombeada provém principalmente da compressão do aquífero e da recarga que recebe dos aquíferos sotopostos e ou sobrepostos. Quando a drenança, ou a taxa de recarga para um aquífero confinado não iguala a taxa de bombeamento num determinado período de tempo, a diferença em volume deve vir do armazenamento do aquífero. Isso acarreta a compressão das camadas e lentes de textura fina (se presentes) do aquífero para atender a demanda em excesso de recarga. Se a taxa de bombeamento excede em muito a taxa de recarga, por longos períodos de tempo, e o aquífero tem uma quantidade significativa de material compressível, uma séria consequência é o movimento descendente e/ou horizontal da superfície do terreno. O movimento descendente é chamado de subsidência. Um clássico exemplo é a cidade de Veneza, na Itália, que subsidiu 15 cm no período de 1930–1973 devido ao bombeamento das indústrias pesadas (Gambolati e Freeze, 1973). Quinze centímetros para a maioria das cidades poderiam não ser catastróficos, mas Veneza está localizada praticamente ao nível do mar e pequenas mudanças na elevação da superfície podem resultar em sérias inundações. A cidade do México subsidiu em até 8 metros, devido às altas taxas de bombeamento que tiveram início no final dos anos trinta (Poland, 1969). Partes de Houston, no Texas, também sofreram efeitos de subsidência de até 4 metros, devido à compressão dos aquíferos sotopostos. Em áreas de subsidência, se os níveis de água subterrânea não se recuperam, a superfície pode continuar abaixando muito tempo depois de o bombeamento ter parado devido à baixa dissipação de pressões excessivas nos poros (Poland e Davis, 1969).

Os aquíferos de areia e cascalho bem compactados, sem lentes de silte ou argila e confinados por aquícludes incompressíveis, possuem baixos coeficientes de armazenamento específico. Uma vez que S_s é definido como o volume de água extraído por unidade de volume do aquífero, por unidade de queda na carga média desse volume, a carga deve cair significativamente em grandes volumes (área x espessura), para atender o excesso de demanda. Ocasionalmente, em tais casos, a superfície potenciométrica cai tanto que vai abaixo da camada confinante. Isso é conhecido como

"conversão de armazenamento", e o aquífero torna-se livre naquela área. Isso pode ser desastroso para o aquífero confinado, uma vez que a perda de sua capacidade de armazenamento é usualmente irreversível.

Coefficiente 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 da carga normal àquela superfície (Todd, 1980):

$$\frac{\text{Volume de Água Liberada/Armazenada}}{(\text{Área Superficial}) (\text{Diferença em carga})} \quad (3.5)$$

Esse coeficiente é uma quantidade adimensional relacionada ao coeficiente de armazenamento através da espessura saturada:

$$S = S_s b \quad (3.6)$$

O coeficiente de armazenamento é principalmente usado nas análises bidimensionais de aquíferos de fluxo horizontal, em que as variações verticais de carga são desprezíveis (a abordagem hidráulica). De fato, como veremos mais tarde no item 8, S aparece como um resultado natural da integração da equação tridimensional de fluxo através da espessura saturada, b . Não apresenta aplicação em análises tridimensionais ou problemas bidimensionais em secção transversal vertical.

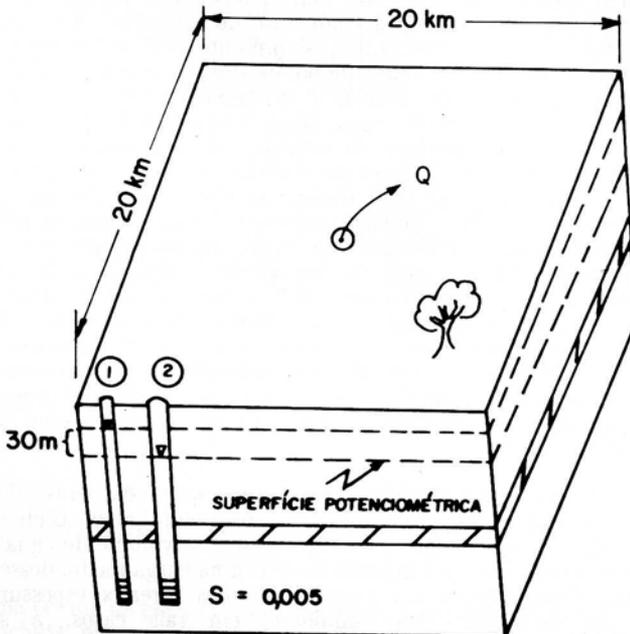


Figura 3.5 – Ilustração gráfica do coeficiente de armazenamento.

Como S está relacionado a S_s , aquele é um número relativamente pequeno. Isso significa que um aquífero confinado fornecerá volumes significativos de água somente se ocorrerem grandes quedas de carga sobre áreas superficiais extensas. A Figura 3.5 mostra uma seção de 400 km² de um aquífero confinado cujo coeficiente de armazenamento é 0,005. Os poços 1 e 2 mostram as posições da superfície potenciométrica antes e depois do bombeamento, respectivamente. A quantidade de água liberada desse aquífero, devido a uma queda de 30 metros na carga, é estimada aplicando-se a definição do coeficiente de armazenamento:

$$\frac{0,005 \text{ m}^3 \text{ de água}}{\text{m}^2 \text{ de área} \cdot \text{m de carga}} \times (400 \times 10^6 \text{ m}^2) (30 \text{ m}) = 60 \times 10^6 \text{ m}^3 \quad (3.7)$$

Sessenta milhões de metros cúbicos é um volume substancial de água. Utilizando-se um valor conservador de 200 litros/pessoa/dia para um planejamento de abastecimento de água, esse volume de água poderia atender às demandas de uma cidade com uma população de 80.000 pessoas por aproximadamente dez anos. Se um consumo maior do que 200 litros/pessoa/dia fosse mais apropriado, esses valores seriam, é claro, ajustados proporcionalmente.

Deve-se observar que, ao contrário dos aquíferos freáticos que discutiremos adiante, o volume entre duas linhas tracejadas representando as superfícies potenciométricas, antes e depois do bombeamento ($400 \times 10^6 \text{ m}^2 \times 30 \text{ m} = 12 \times 10^9 \text{ m}^3$), não tem um significado quanto ao volume físico de água. De fato, poder-se-ia imaginar uma ou ambas as superfícies potenciométricas imaginárias estando acima da superfície, caso em que não se veria tentado a atribuir um significado físico ao volume definido.

Vazão específica

A vazão específica, S_y , é definida como a razão do volume de água que uma rocha saturada ou solo fornecerá sob a influência da gravidade sobre seu próprio volume. É uma quantidade adimensional. Ao contrário dos coeficientes de armazenamento para aquíferos confinados (em que o aquífero permanece saturado), a vazão específica quantifica a drenagem dos poros geológicos para obter-se água. É um parâmetro usado principalmente nas análises de aquíferos freáticos e comumente varia de 0,03 a 0,40. Enquanto as areias e os cascalhos estão tipicamente dentro do intervalo de 0,2 a 0,35, alguns tilitos (tills glaciais) podem ter um valor tão baixo como 0,05. Esses valores são obviamente bem maiores do que os de coeficiente de armazenamento para aquíferos confinados. Para obter-se o mesmo volume de água, então, é preciso que quedas substanciais na carga ocorram em grandes áreas de aquíferos confinados.

O armazenamento livre ou coeficiente de armazenamento para aquífero freático, S_w , é definido como uma função da vazão específica e do coeficiente de armazenamento específico (Hantush, 1964):

$$S_w = S_y + H_0 S_s \quad (3.8)$$

onde H_0 é a espessura saturada do aquífero freático, acima da base do aquífero. H_0 , medida a partir de um datum arbitrário, é comumente usada para simbolicamente representar o nível estático da água ou a carga não perturbada no aquífero. Nesse caso, a base do aquífero deve ser tomada como sendo o datum, e H_0 é então a carga não perturbada como também a espessura saturada não perturbada do aquífero. Em muitos casos, S_y é muito maior do que $H_0 S_s$ e, por essa razão, o coeficiente de armazenamento para um aquífero freático é normalmente tomado como sendo a vazão específica.

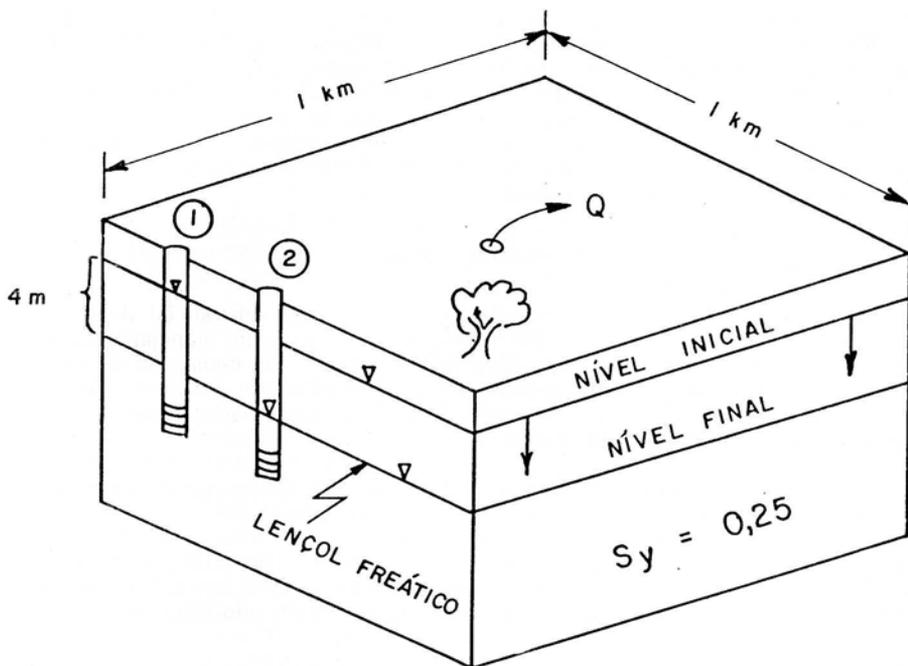


Figura 3.6 – Ilustração gráfica da vazão específica.

A Figura 3.6 ilustra uma aplicação prática da vazão específica. Queremos calcular a quantidade de água drenada de um aquífero freático quando o lençol freático abaixa 4 metros em uma área que mede 1 km por 1 km. Isso é facilmente calculado, multiplicando-se a vazão específica pelo volume drenado. O volume drenado é igual à área multiplicada pelo rebaixamento do lençol freático. Nesse caso, tem-se:

$$\frac{0,25 \text{ m}^3 \text{ de água}}{\text{m}^3 \text{ de volume drenado}} \times (1000 \text{ m}) (1000 \text{ m}) (4 \text{ m}) = 10^6 \text{ m}^3 \quad (3.9)$$

Utilizando-se o critério anterior de 200 litros/pessoa/dia, 10^6 m^3 de água poderiam suprir uma pequena cidade de 10.000 pessoas por 500 dias.

Se construirmos uma bacia de armazenamento de 1 metro de espessura sobre 1 km^2 de área, seriam armazenados 10^6 m^3 de água ou a mesma quantidade que obteríamos, deixando o lençol freático abaixar 4 metros. Se subitamente deixássemos esse corpo de água de 1 metro por 1 km^2 recarregar o aquífero inferior, um leigo poderia imaginar que o lençol freático poderia subir somente 1 metro, uma vez que, na realidade, somente 1 metro de recarga foi aplicada na superfície. É óbvio que a subida seria de 4 metros, já que somente os espaços vazios podem ser preenchidos. A subida no lençol freático é então calculada como:

$$\Delta H = \frac{\text{Recarga}}{S_y} \quad (3.10)$$

onde a recarga e a variação no lençol freático, ΔH , têm unidades de comprimento. A recarga é a quantidade real que atinge o lençol freático (considerando-se que os processos de evapotranspiração e de retenção específica já tenham ocorrido). Por

exemplo, vamos assumir que uma área receba 100 cm/ano² de precipitação (100 cm³/cm²/ano). Vamos também assumir que os processos de evapotranspiração consomem 50% desse total (uma recarga real, então, de somente 50 cm) e que o conteúdo de umidade do solo na zona não saturada é igual à retenção específica. Usando a equação (3.10) e a vazão específica de 0,20, o lençol freático deve subir 250 cm ou 2,5 metros. Quer dizer, uma recarga real de 50 cm produziu uma subida de 250 cm. Muitos administradores não técnicos e pessoas cujas funções envolvem a tomada de decisões, ocasionalmente envolvidos, com os recursos de água subterrânea, racionam que, se houve uma subida de 1 metro no lençol freático, deve ter ocorrido uma recarga de 1 metro; a equação (3.10) mostra-nos que eles esquecem que a água somente pode provir de espaços vazios ou preenchê-los. Essas mesmas pessoas que tomam decisões nessa área são também capazes de assumir que o lençol freático abaixará somente 1 metro, se 10⁶ m³ de água for removido de uma área de 10⁶ m².

Conceitos básicos de hidráulica de poços

As figuras 3.7 e 3.8 serão usadas para ilustrar os seguintes conceitos na hidráulica de poços: cones de depressão sob condições de confinamento e não confinamento, rebaixamento, poços total e parcialmente penetrantes, carga de pressão, carga de elevação e linhas eqüipotenciais. Aqui será apresentada somente uma introdução básica sobre esses assuntos, reservando-se os detalhes técnicos para o item 4.1 – Fluxo de Água Subterrânea.

Aqüíferos confinados

Nos aqüíferos confinados, o aqüífero permanece sempre saturado com uma espessura b , a qual pode ser uma função das dimensões no plano horizontal (e , ocasionalmente, tempo, no caso de subsidência). A superfície potenciométrica é imaginária e pode estar localizada em qualquer lugar acima da base da camada confinante superior. Existe sempre algum grau de drenança através dessas camadas confinantes.

Cone de depressão em aqüíferos confinados

H_0 é a altura da superfície potenciométrica estática, de não bombeamento, acima do datum indicado na Figura 3.7. Em perfurações de poços, o nível estático pode significar o comprimento, medido a partir da boca do poço até o nível estático da água, antes do bombeamento. Se esse valor for subtraído da cota da boca do poço, teremos o valor de H_0 . Quando o bombeamento começa, o nível da água no poço progressivamente abaixa, até que o equilíbrio seja atingido. A superfície potenciométrica forma o que é chamado de cone de depressão. Na mesma figura, pode-se ver que o cone termina no nível de água do poço. Isso representa um caso ideal, que usamos com fins ilustrativos. Na realidade, o nível da água no poço encontra-se abaixo do ponto final do cone, devido às perdas friccionais na entrada do filtro e no próprio poço. Para mais informações sobre essas perdas e como estimá-las, consulte Driscoll (1986).

O cone, progressivamente, expande-se até atingir um equilíbrio em que a recarga para o aqüífero iguala a descarga proveniente do poço. Na mesma figura, a recarga poderia vir do aqüífero freático, cujo nível de equilíbrio estático é mostrado um pouco abaixo da superfície. Se as camadas confinantes do aqüífero fossem

impermeáveis, de tal modo que não houvesse recarga descendente ou ascendente, o cone de depressão poderia, em princípio, expandir-se para sempre, com água sendo removida do armazenamento para atender à demanda.

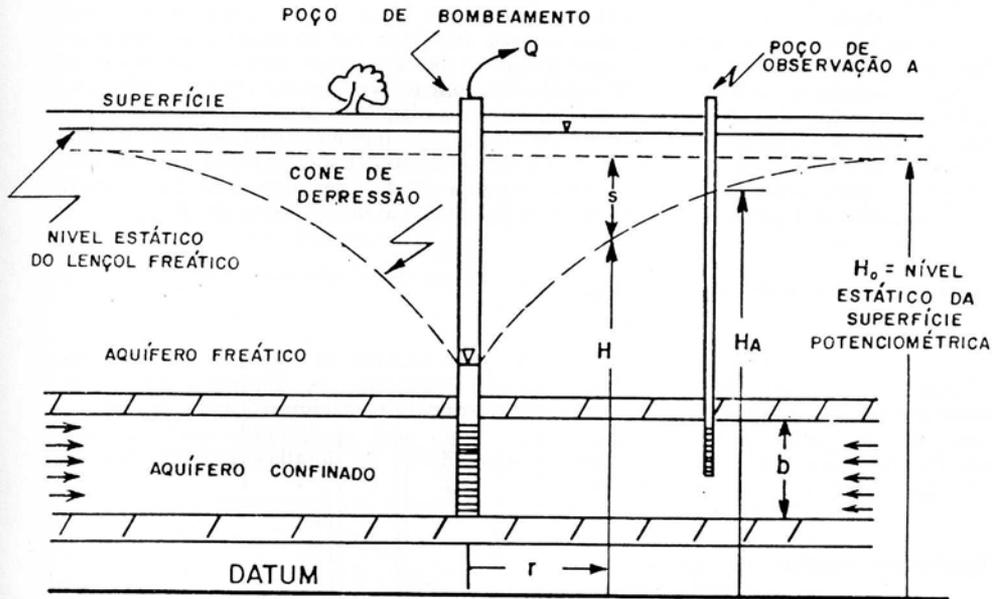


Figura 3.7 – Cone de depressão em aquíferos confinados.

Embora não esteja mostrado na Figura 3.7, mencionaremos a imagem especular (de espelho) do cone de depressão, chamada de cone de impressão que resulta de injeção de água num aquífero. Esses cones são exatamente imagens de espelho, se o material geológico acima e abaixo do nível estático da água é o mesmo. Vejamos como podemos tirar proveito desse fato. As características de fluxo e de armazenamento dos aquíferos pelos seus coeficientes de armazenamento (S_s , S e S_y) e a condutividade hidráulica ou transmissividade. Essas características podem ser obtidas através de um teste de bombeamento de um aquífero, em que se observa, em um ou mais locais, o declínio da superfície potenciométrica em relação ao tempo. Algumas vezes, os testes de bombeamento são realizados em áreas residenciais ou comerciais, onde não é conveniente descarregar grandes quantidades de água na superfície. Em tais casos, pode-se aproveitar da propriedade da imagem especular do cone de depressão e injetar água ao invés de bombeá-la. Assim procedendo-se, os parâmetros do aquífero podem ser determinados com os mesmos métodos de um teste de bombeamento, minimizando-se, porém, as reclamações. É óbvio que se deve assumir que a geologia acima e abaixo do nível potenciométrico estático é a mesma.

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 . Na Figura 3.7, essa superfície é idealizada como uma linha horizontal. No campo, ela pode estar inclinada, como veremos no item 9. Hidrologia Subterrânea Aplicada à Proteção de Poço. 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:

$$s = H_0 - H \quad (3.11)$$

Num local fixo, sob condições de bombeamento, ocorre com o tempo o aumento do rebaixamento e a diminuição da carga.

Poços parcial e totalmente penetrantes

A Figura 3.7 mostra um poço bombeando e um poço de observação num aquífero confinado. O conceito de penetração de poços refere-se ao comprimento do filtro em relação à espessura saturada. O poço bombeando é totalmente penetrante, quando o comprimento do seu filtro é igual à espessura saturada, b , do aquífero. O poço de observação A, por outro lado, é chamado de parcialmente penetrante, uma vez que o comprimento do seu filtro é menor do que a espessura saturada do aquífero. O filtro parcialmente penetrante pode estar na parte superior, inferior ou no meio do aquífero, ou seja, em diferentes posições verticais. A carga total no local do poço de observação é dada por H_A , que é a elevação do cone de depressão acima de um dado datum. A carga total é composta de uma carga de pressão e de uma carga de elevação, como veremos brevemente nesse item e, mais tarde, na seção sobre fluxo de água subterrânea.

A água subterrânea flui horizontalmente para o poço bombeando, quando este é totalmente penetrante. Se o poço de observação A tivesse que ser bombeado, a uma certa distância do poço, a água próxima à camada confinante poderia começar a fluir verticalmente em direção ao filtro. Hantush (1964) estimou essa distância em uma e meia vezes a espessura saturada $[1,5b(K_r/K_z)^{1/2}]$. Mais além dessa distância radial, o fluxo é horizontal. Veremos mais tarde que o tamanho do filtro num poço de observação bem como sua posição vertical afetam os níveis de água sob condições de fluxo vertical.

Poços parcialmente penetrantes bombeando são menos eficientes do que poços totalmente penetrantes. Eles apresentarão mais rebaixamento do que os poços totalmente penetrantes para a mesma taxa de bombeamento.

Aquíferos livres

Usaremos a Figura 3.8 para ilustrar muitos conceitos importantes de hidráulica de poços em aquíferos livres. Como mencionado previamente, um aquífero que sofre bombeamento envolve drenagem dos espaços porosos nas proximidades do poço em ação. Ao contrário do cone de depressão imaginário em aquífero confinados, o cone de depressão num aquífero freático é literalmente o contorno do aquífero. Como veremos mais tarde em mais detalhes, no item sobre matemática de fluxo de água subterrânea, esse contorno dinâmico, curvo, que é o cone de depressão, é difícil de ser previsto com exatidão, uma vez que é impossível resolver as equações que o descrevem, sem algumas suposições simplistas.

Cone de depressão em aquíferos livres

O poço de observação 1 e o poço bombeando apresentam filtro ao longo de toda a espessura saturada do aquífero. Isso significa que o lençol freático imediatamente

em torno do filtro do poço bombeando está exposto à atmosfera. Sempre que a superfície do lençol freático em um aquífero ou numa barragem intercepta um contorno exposto à atmosfera, desenvolve-se uma face de drenança, que estará acima do nível de água de um poço bombeando, como mostrado na Figura 3.8. Isso também é verdade para barragens. Mesmo sem perdas fricionais no filtro e no próprio poço, a altura do lençol freático exatamente adjacente ao poço estará sempre acima do nível de bombeamento, se o poço apresenta filtro total através da zona do aquífero cuja água foi bombeada, expondo esse aquífero freático à atmosfera. A situação poderia ser diferente para o caso de um poço de filtro curto bombeando, cujo nível de bombeamento está acima da porção do filtro (nesse caso a água fora do poço não entra em contato com a atmosfera). Na prática, a maioria dos hidrogeólogos ignora a face de drenança e usa equações que prevêem o cone de depressão idealmente interceptando o nível de água no poço. Em muitos casos, os erros na previsão da taxa de fluxo do poço para um certo nível de água de bombeamento ($H_{\text{POÇO}}$) e carga não perturbada (H_0), a uma grande distância do poço, são menores do que 5% (Hantush, 1964).

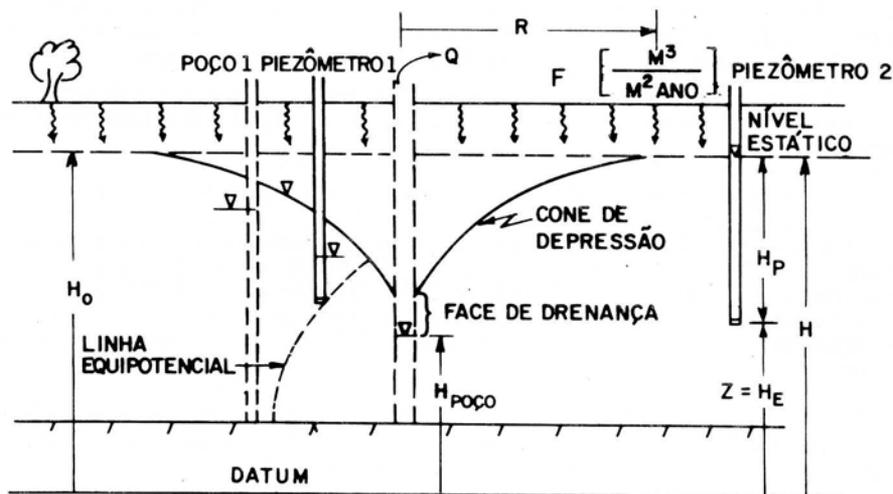


Figura 3.8 – Cone de depressão, área de recarga, face de drenança, carga total e níveis de água em aquíferos freáticos.

Carga de pressão, carga de elevação e linhas eqüipotenciais

Além dos dois poços, existem dois piezômetros na Figura 3.8. Um piezômetro é caracterizado por seu comprimento de filtro relativamente curto (relativo à espessura saturada do aquífero) e um espaço anelar selado que começa exatamente acima do filtro. Sua finalidade primordial é medir a carga num ponto. Como mencionado anteriormente, a carga é composta de um componente de pressão e de um componente de elevação. Tanto a carga de pressão como a de elevação são medidas em termos de comprimento, uma vez que a carga é expressa como uma dimensão de comprimento. Como indicado ao lado do piezômetro 2, a carga de pressão (não a pressão mesmo, que é igual a $\rho g H_p$) é igual à altura da coluna de água, medida a

partir da base do medidor de nível. A carga de elevação ou gravidade, como é algumas vezes chamada, é a distância a partir da base do medidor de nível até o datum selecionado. Como indicado próximo ao piezômetro 2, a soma de H_p e de H_E é igual à H , a carga total no local do piezômetro. Longe do cone de depressão, o fluxo é horizontal, o que significa que a carga total no piezômetro 2 é também igual à altura do lençol freático ao lado desse piezômetro. No cone de depressão, o fluxo é vertical e os níveis de água no poço e fora dele são diferentes. Todos os níveis, é claro, são medidos a partir do mesmo datum. O datum mais comumente usado nos Estados Unidos é chamado de Datum Vertical Geodésico Nacional de 1929. Esse título imponente na prática não é nada mais do que o nível médio do mar em um local selecionado.

A carga em um dado local representa o valor da linha eqüipotencial passando através daquele ponto. A água subterrânea sempre se move na direção geral do potencial decrescente. Como veremos adiante, no item 4, sobre fluxo de água subterrânea, as linhas eqüipotenciais interceptam o lençol freático numa elevação do lençol freático igual ao valor da eqüipotencial. Longe do poço bombeando, a água subterrânea flui horizontalmente e as linhas eqüipotenciais são verticais. Próximo a um poço bombeando num aquífero freático, contudo, as linhas eqüipotenciais são curvas como mostradas pela linha que intercepta o filtro no piezômetro 1 (Figura 3.8). O nível da água nesse piezômetro é igual à altura do lençol freático no ponto onde a linha eqüipotencial o intercepta. Devido a essas linhas eqüipotenciais curvadas, os níveis de água no poço 1 e no piezômetro 1 são menores do que o nível da superfície freática adjacente. De fato, no caso do poço 1, existirá um minicone de depressão, formado à medida que a água flui, entrando na parte superior desse poço de filtro total e saindo na parte mais inferior. Uma vez mais, guardaremos mais detalhes sobre componentes verticais de fluxo, linhas eqüipotenciais curvas e seus efeitos sobre os níveis de água para o item 4. Fluxo de Água Subterrânea.

Cones de depressão e recarga em estado estacionário

Como nos aquíferos confinados, o cone de depressão num aquífero freático irá expandir-se até que a taxa de recarga iguale a taxa de bombeamento. Nesse ponto, as condições de estado estacionário ou de equilíbrio terão sido atingidas e o cone, em princípio, pára de expandir-se. A recarga é tipicamente a partir da infiltração de precipitação ou da profunda percolação de água de irrigação. O fluxo de recarga, F , é medido em $L^3/L^2/T$ como indicado na Figura 3.8. Multiplicando esse fluxo pela área de aplicação da recarga, obtém-se a taxa volumétrica que deve ser igual à taxa de bombeamento sob condições de estado estacionário e geologia isotrópica e homogênea:

$$Q = \pi R^2 F \quad (3.12)$$

Resolvendo para o raio que define o tamanho da área de recarga do poço bombeando, obteremos:

$$R = \sqrt{\frac{Q}{\pi F}} \quad (3.13)$$

Este também é conhecido como o raio de influência do poço bombeando. Quando o lençol freático é essencialmente plano, o raio de influência do poço também define a zona de captura do poço. Isso significa que qualquer contaminante que infiltrar e interceptar o cone de depressão irá eventualmente ser bombeado pelo poço. Mais adiante, no item sobre proteção da zona de contribuição do poço, veremos o efeito surpreendente de um lençol freático inclinado sobre a zona de captura em relação à zona de influência.

Comparação de cones de depressão em aquíferos confinados e livres

O coeficiente de armazenamento para um aquífero confinado será sempre menor do que a vazão específica para um aquífero freático. A grande diferença no valor numérico desses parâmetros de armazenamento é explicada pela maneira como a água é obtida de cada tipo de aquífero. Nos aquíferos livres, os poros são literalmente drenados, o que resulta em comparativamente altos volumes de água para uma dada área horizontal e rebaixamento na carga. Nos aquíferos confinados, para a mesma área horizontal e rebaixamento na carga, o volume poderia ser bem menor, uma vez que a água está vindo principalmente da compactação dos materiais saturados do aquífero. A profundidade do cone de depressão é definida pelo rebaixamento, que é diretamente proporcional à taxa de bombeamento e inversamente proporcional à transmissividade e coeficiente de armazenamento sob condições de estado não estacionário. Quanto menor o coeficiente de armazenamento ou a transmissividade, maior o rebaixamento, permanecendo tudo o mais igual. O rebaixamento é muito mais sensível a mudanças (ou erros no caso de testes de bombeamento) na transmissividade do que no coeficiente de armazenamento. Sob condições de estado estacionário, o coeficiente de armazenamento não tem efeito sobre o formato final do cone de depressão.

Os cones de depressão de aquíferos confinados com seus coeficientes de armazenamento bem pequenos expandem-se rapidamente e, no caso de grandes taxas de bombeamento, por grandes distâncias. O cone pode expandir-se desde alguns quilômetros até muitas dezenas de quilômetros, dependendo das taxas de bombeamento de grandes poços municipais e industriais e das propriedades hidrogeológicas. Heath (1982) mostra um exemplo de um extenso aquífero confinado formado por areias inconsolidadas e lentes intercaladas de silte e argila na parte central do Atlantic Coastal Plain nos Estados Unidos, em que o cone de depressão expande-se por mais de 100 quilômetros. Os aquíferos livres, em climas úmidos, usualmente expandem-se muito menos do que essa quantidade, considerando-se que ou a recarga é substancialmente suficiente para atender às demandas de bombeamento, ou o cone intercepta um rio e a infiltração induzida ocorre. Se um aquífero freático, homogêneo e isotrópico, recebe 0,5 m/ano (19,6 polegadas/ano) de recarga através de precipitação, um cone de influência de apenas 800 metros (2624 pés) de raio poderia fornecer um milhão de metros cúbicos (260 milhões de galões) de água por ano. Em alguns climas secos, onde a recarga é desprezível e a infiltração induzida não é possível, os cones de depressão se expandirão sem limite. Nesses casos, o poço minará a água até a sua completa extinção.

4. FLUXO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

A água subterrânea está sempre em movimento, partindo de áreas de recarga natural ou artificial em direção à áreas de descarga natural ou artificial. Um exemplo de recarga artificial seria a irrigação, porém o exemplo mais comum de recarga natural é a precipitação. Exemplos de áreas de descarga natural incluem rios, lagos, brejos e o oceano, sendo talvez os poços o melhor exemplo de uma descarga artificial pontual.

A água subterrânea sempre se move de 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. Veremos mais tarde, neste item, que, se o aquífero está sob fluxo horizontal naquele local, a posição vertical e o

comprimento do filtro não afetam o nível da água no 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 veremos mais adiante na Figura 4.5.

Se a água se movimentar 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 Figura 4.1 ilustra 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).

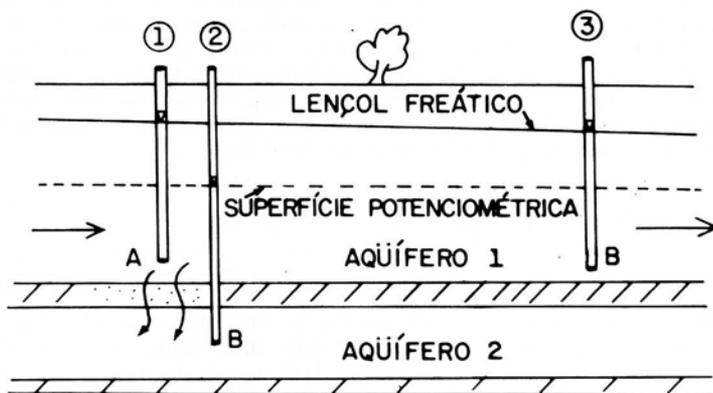


Figura 4.1 – Movimento da água subterrânea de potencial alto para potencial baixo.

Conquanto a direção geral do fluxo da água subterrânea em aquíferos isotrópicos seja determinada simplesmente através da comparação entre os níveis de água em piezômetros apropriadamente localizados, essa informação não nos diz nada sobre a velocidade do fluxo. Para determiná-la, aplicamos a relação fundamental, na água subterrânea, conhecida como a lei de Darcy.

Lei de Darcy

Henri Darcy foi um engenheiro hidráulico francês, interessado no fluxo de água através de camadas de areia, usadas para filtrar água que, posteriormente, seriam bebidas (similar ao processo praticado hoje em dia nas estações de tratamento de água). Seu interesse não envolvia o fluxo de água subterrânea em si, mas seus resultados, com base em experimentos de colunas de areia, mostraram uma relação experimental que ficou conhecida como a lei de Darcy para o fluxo de água subterrânea. Ele mostrou que a taxa volumétrica de água, através de uma coluna de areia, é diretamente proporcional ao potencial perdido através da coluna e inversamente proporcional à altura da coluna. Ele expressou seus resultados na forma de uma relação de fluxo, baseada no gradiente do potencial através da altura da coluna. Suas descobertas são comumente expressas matematicamente através da seguinte equação:

$$V_D = q = -\frac{Q}{A} = -K \frac{\Delta H}{\Delta X} \quad (4.1)$$

onde V_D é definida como a "velocidade" de Darcy [L/T]; q é chamada de descarga específica [L³/T/L²]; Q é a taxa volumétrica de fluxo [L³/T]; A é a área total da seção transversal perpendicular à direção de fluxo [L²]; K é a condutividade hidráulica [L/T] e ΔH é a perda de carga hidráulica [L] através da distância ΔX [L]. A equação (4.1) presta-se tanto para fluxo saturado como não saturado. No primeiro, K é uma constante em um determinado local, enquanto no último, K é uma função do conteúdo de umidade (centímetros cúbicos de água/centímetros cúbicos de solo) e do tipo de geologia.

A lei de Darcy pode ser vista como uma equação de linha reta, que intercepta o ponto zero e que possui uma inclinação igual a K . Assim, a lei de Darcy é válida quando o fluxo de Darcy, q , aumenta linearmente com o gradiente. A equação funciona para a maioria das velocidades e geologias encontradas nos estudos de água subterrânea. Ela desvia-se desse comportamento de linha reta em velocidades muito baixas, como aquelas encontradas em argilas muito compactas, e em velocidades muito altas, tais como as encontradas em rocha cristalina fraturada. Na última situação, relações não lineares da seguinte forma são muito comuns:

$$V_D = -K \left[\frac{\Delta H}{\Delta X} \right]^{1/2} \text{ --- } 2/3 \quad (4.2)$$

Embora V_D possua unidades de velocidade, não é na verdade uma velocidade. Na realidade, é a taxa volumétrica de fluxo por unidade total de área (L³/T/L²). Como Darcy não estava diretamente interessado no fluxo da água subterrânea, ele usou a área total da seção transversal da sua coluna de areia. Obviamente a área ocupada pelos grãos de areia não está disponível para o fluxo e sua "velocidade", baseada na área total, deve ser modificada quando se deseja a velocidade verdadeira através do meio poroso. A velocidade real, também conhecida como velocidade verdadeira, é dada pela seguinte expressão:

$$V_R = -\frac{K}{n_{ef}} \frac{\Delta H}{\Delta X} \quad (4.3)$$

Essa expressão é simplesmente a velocidade de Darcy dividida pela n_{ef} , a porosidade efetiva para fluxo. Isso leva em conta a porção da porosidade total que se encontra de fato disponível para o fluxo (Bear, 1979). A inclusão da porosidade efetiva pode ser derivada, considerando-se o experimento mostrado na Figura 4.2.

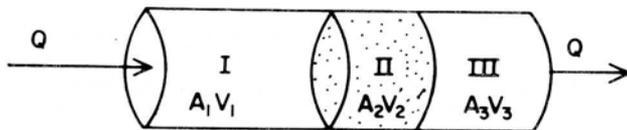


Figura 4.2 – Ilustração da determinação da velocidade real usando uma analogia de laboratório.

Uma coluna de plástico transparente é dividida em três partes, com a parte do meio preenchida por um material geológico. Para qualquer material geológico escolhido, existe uma taxa volumétrica de fluxo de estado estacionário, Q , que entra e sai da coluna sem que ocorram ganhos ou perdas. Derivando-se a equação (4.3), o valor

de Q não é importante, mas deve ser constante. A continuidade requer que o produto da velocidade pela área em cada secção seja igual à taxa volumétrica de fluxo de estado estacionário, Q, como mostra a seguinte expressão:

$$Q = A_1V_1 = A_2V_2 = A_3V_3 \quad (4.4)$$

Nas primeira e terceira secções, a velocidade é baseada na área total da secção transversal, similar à "velocidade" de Darcy. Na segunda secção, a área de fato disponível para o fluxo é evidentemente menor do que a área total da secção transversal. Uma vez que a continuidade deve ser mantida, um valor pequeno de A_2 na secção II significa um valor grande para V_2 . A V_2 na secção II é a velocidade real ou verdadeira no meio geológico. Resolvendo-se a equação para essa velocidade, obteremos:

$$V_2 = V_R = \frac{V_D}{A_2/A_1} = \frac{V_D}{n_{ef}} \quad (4.5)$$

onde V_D é a velocidade de Darcy e A_2 é a área porosa disponível para fluxo. Para uma altura unitária ao longo da direção de fluxo, A_2/A_1 é equivalente à porosidade efetiva para fluxo, n_{ef} . Assim a velocidade real será sempre maior do que a velocidade de Darcy.

A velocidade real é o componente advectivo na equação advectiva-dispersiva de estado constante de transporte de massa usada para matematicamente modelar um contaminante em três dimensões:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V_R \frac{\partial C}{\partial X} = D_x \frac{\partial^2 C}{\partial X^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial Y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial Z^2} \quad (4.6)$$

Como ilustram as equações (4.3) e (4.6), as simulações de poluição dependem das simulações de fluxo da carga hidráulica para fornecer as velocidades advectivas. É um processo semi-interligado, em que o fluxo não depende da concentração mas a concentração depende do fluxo.

Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica na equação (4.1) é matematicamente descrita como um tensor simétrico de segunda ordem, com nove componentes (Bear, 1979; Franciss, 1980). Para entender o conceito de um tensor, é útil discutir os dois termos mais comumente compreendidos: escalar e vetor. Um escalar possui somente magnitude. A carga hidráulica, por exemplo é um escalar. Um vetor possui magnitude e direção. O gradiente na lei de Darcy, por exemplo, é um vetor. Um tensor é um vetor cuja magnitude muda ao longo de uma dada direção. Por exemplo, em geologia anisotrópica a condutividade hidráulica depende da direção. Porém, ao longo de qualquer direção tomada, a geologia pode mudar, de tal modo que o valor da condutividade hidráulica muda. Para descrever matematicamente essas mudanças de magnitude com a direção, empregaremos o conceito do tensor. Para conhecer o fundamento matemático dos tensores, deve-se ver a excelente discussão sobre o assunto escrita por Aris (1962). Bear (1979), Franciss (1980) e deMarsily (1986) são boas referências sobre as implicações práticas da condutividade hidráulica como um tensor. Franciss (1980) está escrito em português e é excelente para quem quer estudar a teoria matemática que descreve o fluxo de água em meios porosos. No item 8, veremos como reduzir os nove componentes dos tensores da condutividade hidráulica a apenas três: K_x , K_y e K_z .

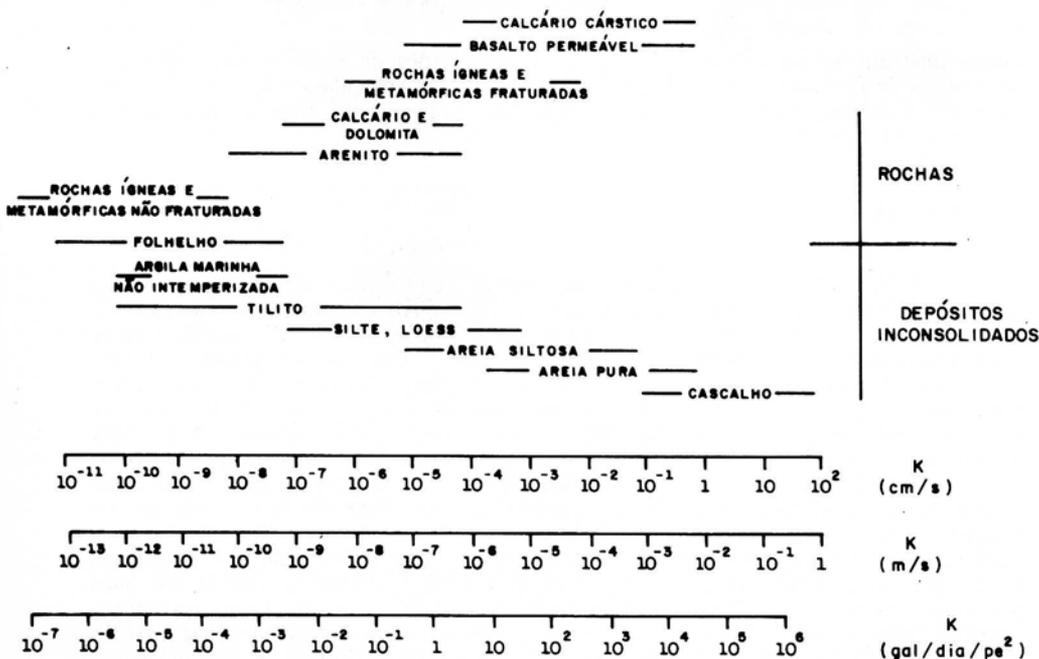
A condutividade hidráulica na lei de Darcy pode ser definida como a taxa volumétrica de fluxo por unidade de área por unidade de gradiente. Quanto mais permeável o material geológico, maior o valor da condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica é um dos poucos parâmetros na natureza que pode variar mais do que doze ordens de grandeza (um trilhão de vezes). Os valores típicos da condutividade hidráulica são: 10^{-2} cm/s para um areia média; 10^{-7} cm/s para uma argila não fraturada; 10^{-11} cm/s para um granito não fraturado; 10^{-10} cm/s para mantas de plástico. No caso de mantas de plástico usadas em locais de rejeitos perigosos, a condutividade hidráulica é tão baixa que quando contaminantes a atravessam costuma-se explicar que houve difusão de vapores através do plástico e não movimento de líquidos.

A condutividade hidráulica K é uma função das propriedades do meio poroso e das características do fluido em estudo, como mostra a seguinte relação:

$$K = \frac{k\gamma}{\mu} \quad (4.7)$$

O meio poroso é caracterizado por k , a permeabilidade intrínseca (uma função do diâmetro dos grãos), enquanto μ , a viscosidade dinâmica do fluido, e γ , o peso específico ($\gamma = \rho g$, onde ρ é a densidade e g é a aceleração da gravidade), são propriedades do fluido em particular. Embora K seja algumas vezes chamada de permeabilidade, muitos hidrogeólogos usam condutividade hidráulica para evitar confusão com a permeabilidade intrínseca.

Tabela 4.1 – Variações dos valores de condutividades hidráulicas para várias geologias (Freeze e Cherry, 1979)



A Tabela 4.1 ilustra os valores típicos de condutividade hidráulica para água fluindo através de uma variedade de diferentes geologias. Na maioria dos estudos de água subterrânea, a água é o fluido de interesse, mas nos estudos de contaminação envolvendo produtos químicos puros, K pode ser significativamente diferente de um valor tabulado para a água. Os valores são geralmente tabulados para temperaturas na faixa de 15,6°C a 20°C, sendo 15,6°C a temperatura padrão. Em temperaturas maiores ou menores, a viscosidade pode ser apreciavelmente diferente. Por exemplo, efeitos significativos que afetam a condutividade hidráulica com o tempo podem ser vistos em áreas de aquíferos margeando rios influentes, cujas temperaturas variam de 3°C a 30°C durante o ano (a viscosidade dobra nesta faixa). Felizmente, os efeitos de viscosidade não são significativos na maioria dos aquíferos, uma vez que a água subterrânea varia tipicamente somente 1 ou 2°C em torno de sua temperatura média, durante o ano (essa média pode ser tão baixa quanto 5°C ou tão alta quanto 25°C, ou mais).

Extensões da lei de Darcy

Podemos estender a lei de Darcy para três dimensões:

$$V_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial X} \quad V_y = -K_y \frac{\partial H}{\partial Y} \quad V_z = -K_z \frac{\partial H}{\partial Z} \quad (4.8)$$

As relações na equação (4.8) são necessárias para derivar a equação tridimensional de estado não estacionário de fluxo de água subterrânea, que é usada no item 8 sobre modelação matemática.

A lei de Darcy é algumas vezes expressa em termos da densidade do fluido e da permeabilidade intrínseca, quando os efeitos de densidade são importantes:

$$V_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial X} = -\frac{k\gamma}{\mu} \frac{\partial}{\partial X} \left[\frac{P}{\gamma} + Z \right] = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial}{\partial X} \left[P + \rho g Z \right] \quad (4.9)$$

Se a densidade varia com a posição espacial, como pode ser o caso na modelação de intrusão de água salgada, ela deve ser deixada dentro da derivada e a equação resultante deve ser solucionada numericamente (Pinder e Cooper, 1970; Huyakorn e Pinder, 1983).

Fluxo horizontal versus fluxo vertical de água subterrânea

Algumas vezes, é útil caracterizar o fluxo de água subterrânea como horizontal ou vertical. As condições de fluxo horizontal simplificam qualquer estudo de água subterrânea. As condições de fluxo vertical afetam a seleção dos equipamentos de monitoramento de água subterrânea e também o local onde devem ser colocados. Essas condições podem também complicar a seleção do modelo matemático.

Condições de fluxo horizontal de água subterrânea

Como o nome implica, sob condições de fluxo horizontal, os componentes verticais de velocidade são negligenciáveis. Tal fluxo ocorre em grandes extensões do aquífero, onde os efeitos das áreas de recarga, áreas de descarga e de poços parcialmente penetrantes não são importantes. A Figura 4.3 mostra dois piezômetros, um poço totalmente penetrante e um poço escavado de largo diâmetro. Para maior clareza, eles

foram separados uns dos outros na figura. Na realidade, os quatro estão localizados o mais próximo uns dos outros, tanto quanto é fisicamente possível, no plano horizontal. Embora o piezômetro 2 penetre mais profundamente que o piezômetro 1, os mesmos apresentam níveis de água iguais ao do piezômetro 3, que intercepta água em toda a espessura saturada, e ao do poço escavado 4, que possui um enorme diâmetro.

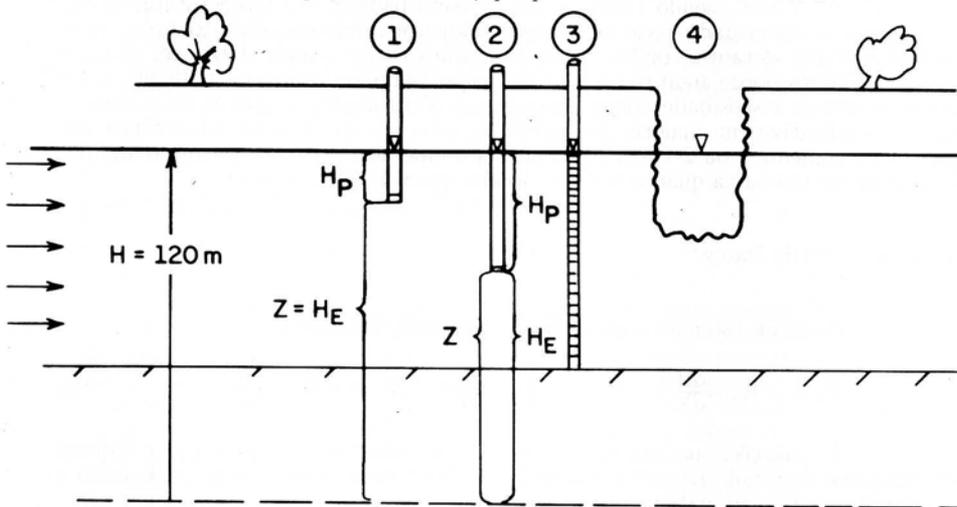


Figura 4.3 – Ilustração da carga de pressão, da carga de elevação e da carga total.

Três das características do fluxo horizontal são evidentes. Resumindo, com relação ao nível da água em uma dada localização, podemos dizer que sob condições de fluxo horizontal:

1. a posição vertical do filtro não importa
2. o comprimento do filtro não importa
3. o diâmetro do medidor de nível de água não importa

Com relação ao diâmetro, não existe um limite superior, mas o limite inferior seria aquele em que os efeitos de subida capilar se tornam significantes. Diâmetros tão pequenos quanto 0,32 cm (0,125 polegadas) foram usados com sucesso pelos pesquisadores da Universidade de Waterloo (Sudicky et al., 1983).

Inter-relação entre carga hidráulica, carga de pressão e carga de elevação

No item 2, definimos e comparamos as abordagens hidráulica e hidrodinâmica. As condições de fluxo horizontal sem os efeitos de velocidades verticais caracterizam a abordagem hidráulica. A carga hidráulica é a soma de dois componentes: uma carga de pressão ($H_p = p/\rho g$) e uma carga de elevação Z , (também chamada H_e). A carga de pressão é simplesmente igual à altura da coluna de água acima do fundo do pequeno filtro do piezômetro. A carga de elevação é a distância a partir do datum até o fundo do filtro do piezômetro. Vamos comparar os piezômetros 1 e 2 na Figura 4.3, para vermos o efeito da profundidade de penetração do filtro sobre a carga hidráulica, a carga de pressão e a carga de elevação. O que segue ilustra essa comparação:

$$H = H_p + Z \quad (4.10)$$

Piezômetro 1	120 = 25 + 95	
Piezômetro 2	120 = 50 + 70	

Uma vez que os piezômetros 1 e 2 estão essencialmente localizados no mesmo ponto do plano horizontal, as condições de fluxo horizontal ditam que o nível da água deve ser de 120 metros em ambos os piezômetros. Esses 120 metros de carga hidráulica total são compostos por uma parte de pressão e por uma parte de elevação (também chamado de componente de gravidade). Vemos que a carga de pressão do piezômetro 1, raso, é menor do que aquela do piezômetro 2, mas em compensação a carga de elevação do piezômetro 1 é proporcionalmente maior do que a carga de elevação do piezômetro 2. A soma de ambos os componentes para os piezômetros 1 e 2, ou qualquer outro piezômetro naquele local, deve ser igual a 120 metros. O piezômetro 2 ilustra que, quanto mais profundo um piezômetro penetrar, maior será a carga de pressão. Contudo, para cada metro de carga de pressão que o piezômetro ganha, ele perde 1 metro de carga de elevação. É um exercício de soma nula que ilustra por que a profundidade de penetração não tem efeito na carga hidráulica total, quando existem condições de fluxo horizontal. Do ponto de vista de custo e de tempo, é-se tentado a usar a profundidade mais rasa possível, quando essas condições estão presentes. Esse procedimento já se mostrou caro para alguns pesquisadores que não levaram em conta as flutuações sazonais do nível da água subterrânea. Se um piezômetro é instalado logo abaixo do lençol freático, e este abaixa com as mudanças sazonais, tem-se como resultado um poço seco. Por essa razão os piezômetros são sempre localizados pelo menos abaixo dos níveis sazonais, estimados ou conhecidos, mais baixos para aquele local.

Linhas de fluxo e linhas eqüipotenciais sob fluxo horizontal de água subterrânea

Sob condições de fluxo horizontal, as linhas eqüipotenciais discutidas no item 2 são virtualmente verticais, como ilustra a Figura 4.4.

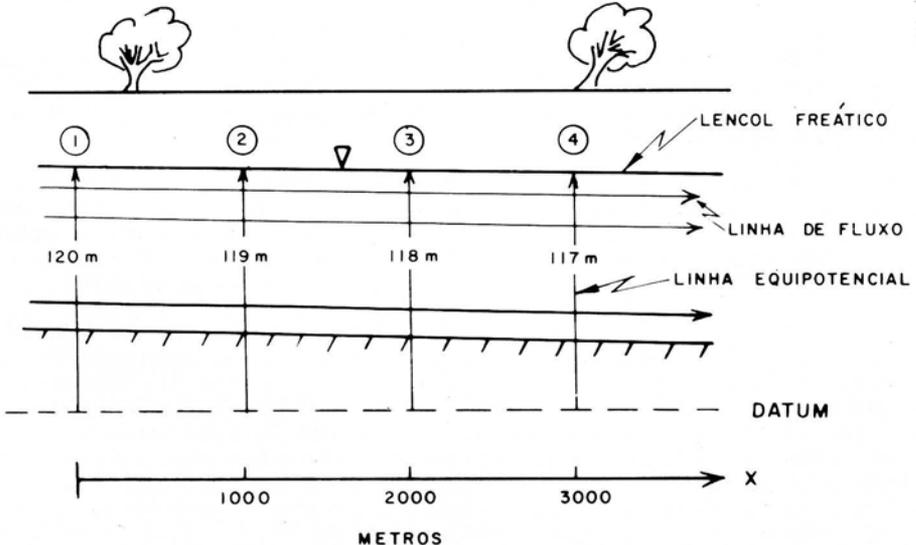


Figura 4.4 – Linhas eqüipotenciais e de fluxo sob condições de fluxo horizontal.

Se a geologia é isotrópica e as escalas horizontais e verticais de plotagem são as mesmas, as linhas de fluxo (indicando as direções da água subterrânea) são perpendiculares a essas linhas eqüipotenciais verticais. Elas não são perpendiculares entre si sob geologia anisotrópica. Mesmo sob geologia isotrópica, se existir exagero vertical na plotagem da rede de fluxo (muito comum em secções geológicas transversais), as linhas não serão perpendiculares entre si (van Everdingen, 1963). É óbvio que o número de linhas eqüipotenciais e linhas de fluxo só é limitado pela resolução desejada; para maior clareza, somente algumas foram plotadas na Figura 4.4.

Com referência à Figura 4.4, os piezômetros cujos filtros estejam na superfície do lençol freático, na metade do aquífero ou próximo à camada confinante, todos na localização 3, terão o mesmo nível de água de 118 metros. Como a carga hidráulica é constante ao longo da dimensão vertical, em um dado local, o gradiente deve também ser constante ao longo de qualquer vertical dada (0,001 na Figura 4.4). A velocidade ao longo de uma vertical, contudo, raramente é constante, mesmo sob condições de fluxo horizontal. A partir da lei de Darcy, a velocidade real é o produto da condutividade hidráulica dividida pela porosidade efetiva para fluxo, pelo gradiente:

$$V_R = - \frac{K}{n_{ef}} \frac{\Delta H}{\Delta X} \quad (4.11)$$

Embora o gradiente na equação 4.11 possa ser constante ao longo de qualquer vertical, a condutividade hidráulica e a porosidade efetiva para fluxo raramente são constantes ao longo de uma dada linha vertical. Isso é particularmente verdadeiro para depósitos sedimentares que foram depositados em épocas geológicas diferentes. De fato, é essa estratificação de velocidade que causa o fenômeno da dispersão dinâmica que vemos nos casos de poluição. Isso resulta em tempos de chegada de contaminantes que são menores do que aqueles previstos utilizando-se a lei de Darcy. Se não existisse estratificação de velocidade, o espalhamento do contaminante dependeria somente dos fracos efeitos da difusão molecular. Veremos mais sobre esse fenômeno num item adiante.

Condições de fluxo vertical de água subterrânea

Sob condições de fluxo vertical de água subterrânea, os níveis de água nos piezômetros ou poços dependem muito do tamanho do filtro e da sua posição vertical. Como nas condições de fluxo horizontal, contudo, o diâmetro do equipamento de medição pode ser qualquer um.

A Figura 4.5 mostra dois equipamentos de níveis de água instalados numa área em que os gradientes verticais são significantes. Isso poderia representar uma instalação típica de minipoços e piezômetros nos leitos de rios, para estudar os lentos fluxos verticais que atravessam esses leitos. Os pioneiros no uso dessas técnicas foram Lee e Cherry (1979) e elas são agora comuns nos estudos da hidrodinâmica de rios.

O poço 1 e o piezômetro 2 estão localizados no rio efluente, aproximadamente na mesma área. Suas profundidades totais de penetração são as mesmas, mas seus filtros interceptam linhas eqüipotenciais diferentes. O piezômetro 2 é um piezômetro ideal, aberto numa extremidade (sem tampa) e sem filtro. Sua abertura intercepta exatamente a linha eqüipotencial dos 80 metros. Para determinar seu nível de água, simplesmente segue-se a linha eqüipotencial interceptada até que ela encontre o lençol freático. Na interseção com o lençol freático, a linha horizontal é traçada paralela ao datum, para indicar o nível da água no piezômetro. Pode-se ver que o valor de cada linha eqüipotencial é igual à altura vertical do lençol freático no ponto de interseção. Como no fluxo horizontal, o número de linhas eqüipotenciais e linhas de

fluxo é limitado somente pela resolução desejada. É teoricamente possível traçar uma infinidade desses dois tipos de linhas.

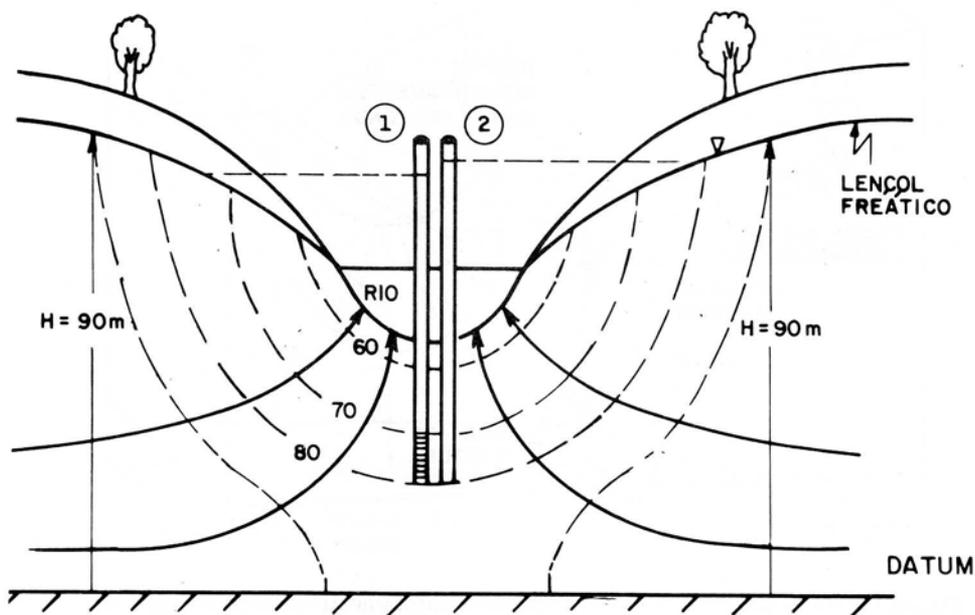


Figura 4.5 – Comportamento da água subterrânea sob gradientes verticais.

O poço 1 possui um tamanho apreciável de filtro que intercepta todas as linhas equipotenciais entre 70 e 80 metros.

Como referido anteriormente, o nível da água num poço sob condições de fluxo vertical é igual ao potencial médio ao longo do tamanho do filtro. A carga média entre 70 e 80 metros é facilmente calculada em 75 metros.

O cálculo da carga média no poço 1 ilustra por que o tamanho do filtro afeta o nível da água, quando os componentes verticais de fluxo estão presentes. Ilustra também por que se sela o espaço anelar imediatamente acima do pequeno filtro num piezômetro. A comunicação hidrodinâmica nesse espaço pode tornar um piezômetro ineficaz, se ele estiver localizado numa área de estratificação potencial vertical.

McIlvride e Rector (1988) apresentam uma aplicação interessante desses princípios na área de descarga mostrada na Figura 4.6. O nível da água ou o potencial no poço de monitoramento de filtro totalmente penetrante, pode ser estimado tirando-se a média dos valores das linhas equipotenciais que interceptam o fundo e a parte superior do filtro. Esse valor é indicado através da linha equipotencial mais escura, que corta a metade do filtro. Abaixo da posição dessa linha, as linhas equipotenciais no aquífero possuem valores mais altos do que o potencial no poço. Uma vez que a água subterrânea sempre se move de áreas de alto potencial para áreas de baixo potencial, a zona de captura desenvolve-se em torno da parte inferior do poço.

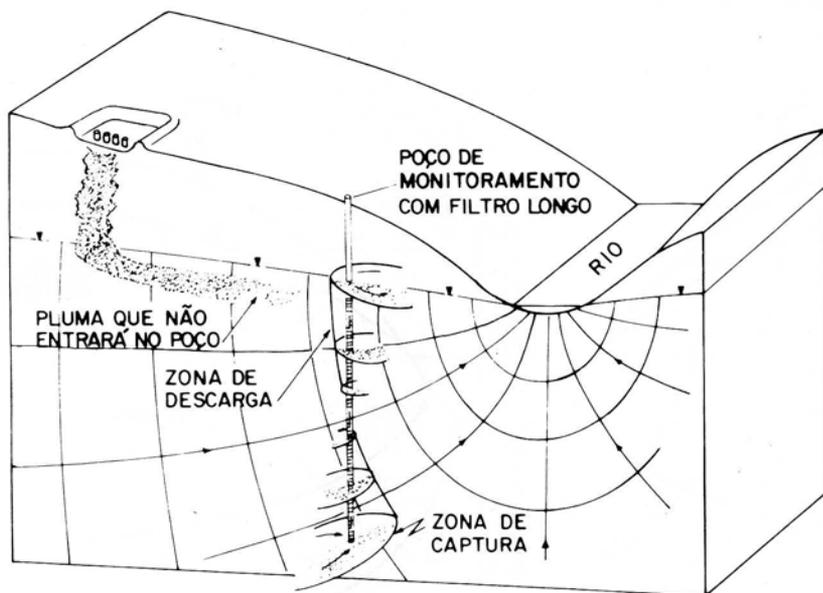


Figura 4.6 – Circulação de água em poços de monitoramento com filtro longo, sob condições de fluxo vertical (McIlvride e Rector, 1988).

Na parte superior do poço, o potencial deste é maior do que as linhas equipotenciais em torno do poço no aquífero, e a força motriz resultante faz a água deixar o poço, desenvolvendo uma área de descarga e um cone de impressão em torno do poço (o potencial no poço é maior do que o potencial na área mais próxima em torno dele, no aquífero). Vemos, assim, água circulando no poço. Devido às condições acima da linha que define o potencial no poço, a pluma de contaminantes vindo da esquerda será forçada, sob condições naturais de fluxo, a desviar-se do poço. Se um eletrodo de íon específico for colocado no poço para detectar poluição, ele não detectará esses contaminantes que estão em torno do poço. Nesse caso, a detecção do contaminante só poderá ocorrer se o nível da água no poço for rebaixado a um potencial menor do que o potencial em seu redor (através de bombeamento, por exemplo).

A Figura 4.7 ilustra mais ainda os efeitos dos gradientes verticais nos níveis de água medidos. Nesse caso, essa é uma área de recarga. Os piezômetros ideais 1 e 2 estão localizados no mesmo ponto do plano horizontal mas suas profundidades de penetração são completamente diferentes. Vemos que o nível da água no piezômetro 2, mais profundo, é mais baixo (80 metros) do que o nível no piezômetro 1 (90 metros). Ao contrário do que ocorre nas áreas de descarga, quanto mais profundo um piezômetro penetra numa área de recarga, mais baixo será o nível resultante da água no piezômetro. Isso faz sentido, uma vez que a água subterrânea sempre se move de um potencial mais alto para um potencial mais baixo. Para que ocorra uma recarga vertical, o potencial deve diminuir continuamente com a profundidade. A mesma figura mostra um buraco escavado, o qual intercepta o lençol freático, em torno do piezômetro 2. Vemos que o nível da água no piezômetro é menor do que o do lençol

porosidade efetiva para fluxo é usada para estimar esse tempo. A velocidade calculada, contudo, leva em consideração somente os efeitos de fluxo advectivo como se todas as moléculas estivessem movendo-se à mesma velocidade da água e ao longo da mesma frente. Embora tais cálculos advectivos sejam largamente usados, veremos mais tarde que eles apresentam erros.

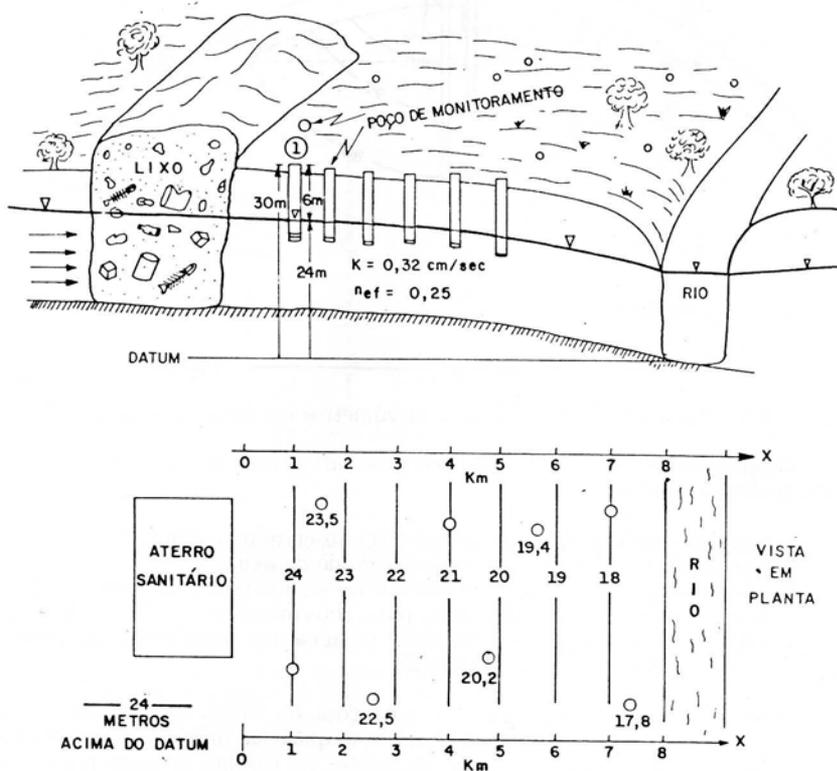


Figura 4.8 – Aplicação da lei de Darcy para estimarem-se velocidades médias de contaminantes (Cleary, 1984 a).

A Figura 4.8 mostra uma vista em planta e uma secção vertical de um aterro com mais da metade de seu volume abaixo do lençol freático. Embora seja um projeto muito pobre do ponto de vista de poluição, essa era uma abordagem muito comum há trinta anos atrás, quando as cidades aproveitavam as grandes escavações abandonadas de minas de areia ou de pedreiras.

Para a construção da vista em planta, poços de observação foram perfurados e suas cotas medidas em relação à um dado datum. Utilizaram-se fitas métricas elétricas para medir as profundidades até a água em cada poço. No poço 1, localizado a 1000 metros do aterro, subtraindo-se sua profundidade até a água (6 m), da cota do poço (30 m), a carga hidráulica resultante (24 m) foi disposta num mapa da área dos poços. Repetindo-se o procedimento para os outros poços e conectando-se por meio de linhas os valores iguais, foi construído um mapa potenciométrico que está representado pela vista em planta na mesma figura. A geologia é tida como isotrópica.

Podemos traçar linhas de fluxo perpendiculares às linhas eqüipotenciais na figura mencionada. As linhas eqüipotenciais são paralelas umas às outras. Embora não sejam muito comuns quando comparadas a outras situações hidrogeológicas, tais linhas paralelas de potencial são freqüentemente vistas próximas à áreas costeiras.

Podemos estimar a velocidade "linear" média da água subterrânea em movimento, usando a lei de Darcy. Para aplicar a lei, precisamos escolher duas linhas eqüipotenciais diferentes e a distância entre elas, para calcular um gradiente. Escolhendo as linhas de 23 e 22 metros e os dados hidrogeológicos (0,32 cm/seg = 276,48 m/dia; $n_{ef} = 0,25$) na Figura 4.8, calculamos a velocidade real com a equação 4.3:

$$V_R = \frac{-K}{n_{ef}} \frac{\Delta H}{\Delta X} = \frac{-276,48}{0,25} \left[\frac{22 - 23}{3000 - 2000} \right] \quad (4.12)$$

Para calcular o tempo para a água subterrânea caminhar 8000 metros do aterro até o rio, dividimos essa distância por 1,1 m/dia, para obtermos 7273 dias ou aproximadamente 20 anos. Vinte anos é um tempo relativamente longo. Isto nos mostra o problema de uma poluição de água subterrânea, que estamos estudando hoje num determinado local, e que poderia ter sido iniciada há muitos anos atrás e muito longe do local atual.

É muito importante entendermos que a velocidade real calculada pela equação 4.3 representa a velocidade média, linear, do centro de massa de um pulso de contaminante, por exemplo. Devido aos caminhos tortuosos percorridos pela água subterrânea através de qualquer meio geológico, uma quantidade de água irá mover-se mais rápido do que essa velocidade média, e uma outra, mais lentamente. A estratificação de velocidade presente em todo meio geológico, ao nível tanto microscópico (poros e grãos) quanto macroscópico (através de várias camadas), associada à difusão molecular, causada pelas diferenças de concentração, resulta no espalhamento de contaminantes através de um processo chamado macrodispersão (Bear e Verruijt, 1987). Do ponto de vista prático, isso significa que algumas moléculas estão movendo-se mais rapidamente do que outras, mas à medida que as mesmas avançam no aquífero, encontram água não contaminada e tornam-se diluídas. O efeito resultante é algumas dessas moléculas dispersarem-se a jusante do centro de massa e aparecerem, talvez inesperadamente, em poços de observação em concentrações diluídas mas de qualquer modo apreciáveis (é importante lembrar que mesmo uma concentração de 1 parte por bilhão significa um quatrilhão (10^{15}) de moléculas de um determinado contaminante em cada litro de água contaminada). Elas podem aparecer bem antes de qualquer previsão baseada na lei de Darcy, uma vez que a lei de Darcy é um cálculo estritamente advectivo, que não leva em conta os efeitos macrodispersivos.

A Figura 4.9 ilustra os efeitos de advecção e de macrodispersão, utilizando-se um traçador injetado como exemplo. Se for injetada num aquífero uma massa de um traçador, ele irá espalhar-se de maneira gaussiana. Depois de um tempo t , o centro de massa terá percorrido uma distância igual a: $X_1 = V_R t$. V_R é calculada a partir da lei de Darcy e da porosidade efetiva para fluxo. Devido aos efeitos de macrodispersão, contudo, uma parte da massa injetada percorrerá uma distância maior que X_1 e uma outra parte uma distância menor do que X_1 , como é mostrado na figura mencionada. A parte que está à frente num determinado tempo t , pode estar se movimentando através de um material arenoso, a uma velocidade 50% (ou mais) maior do que V_R . E a parte que está por trás pode estar se movimentando a uma velocidade 50% menor do que V_R . Por exemplo, vamos supor que o centro de massa na Figura 4.9 tenha percorrido 60 metros em 120 dias, com uma velocidade V_R de 0,5 m/dia. As velocidades na porção dianteira e traseira da pluma são respectivamente 0,75 m/dia e

0,25 m/dia. As concentrações na extremidade dianteira (frente da massa) serão sempre mais diluídas do que aquelas próximas ao centro de massa. Ainda assim, pode ser preocupante, já que alguns contaminantes são altamente tóxicos até mesmo em quantidades diluídas. Essa extremidade dianteira será detectada por um poço de observação, bem antes do centro de massa. Os cálculos baseados na lei de Darcy somente levam em conta a velocidade advectiva e podem assim estimar somente onde o centro de massa estará num dado momento. Infelizmente muitos consultores usam cálculos baseados na lei de Darcy para "provar" que alguns contaminantes não poderiam ser provenientes de fontes de poluição de seus clientes, uma vez que não haveria tempo hábil para essas partículas chegarem até o ponto de amostragem em questão. Uma abordagem mais rigorosa é reconhecer os efeitos da macrodispersão e usar um modelo matemático baseado na equação advectiva-dispersiva de transporte de massa.

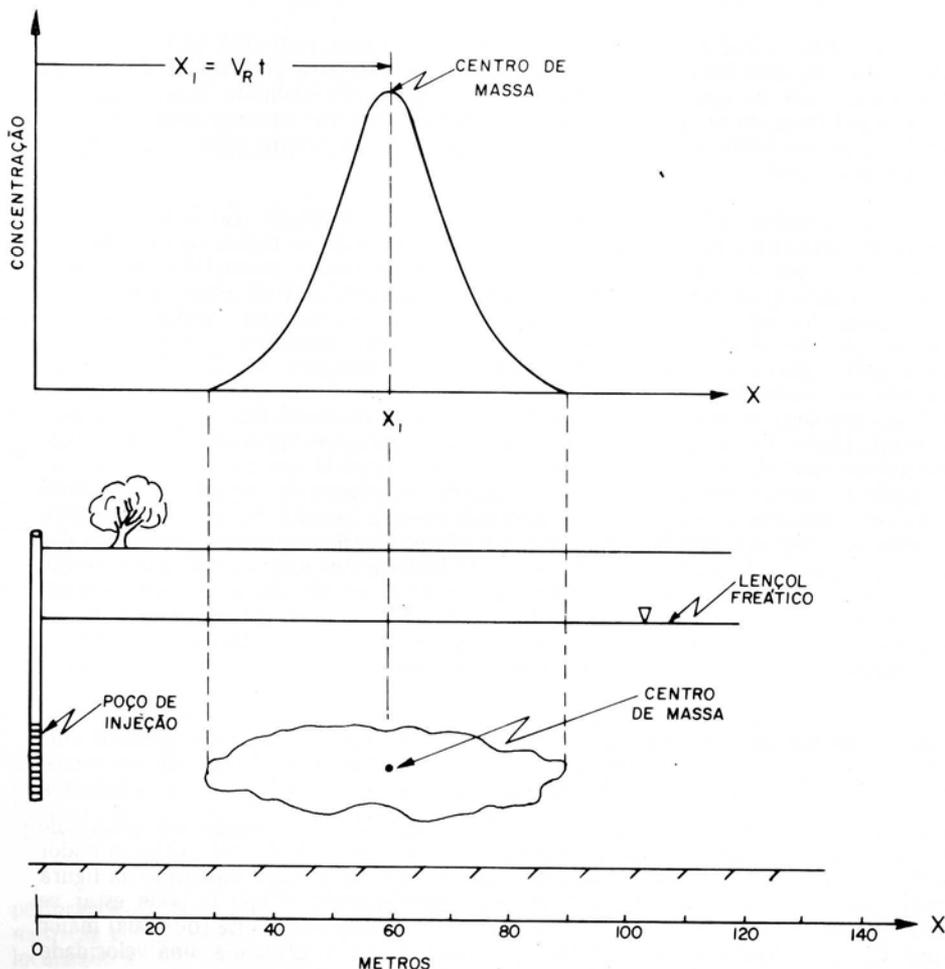


Figura 4.9 – Efeitos de dispersão no espalhamento de contaminantes.

5. FLUXO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA SOB COMPLICAÇÕES HIDROGEOLÓGICAS

Embora existam muitas incertezas no estudo do movimento da água subterrânea, pode-se ter certeza de uma coisa: a geologia será sempre heterogênea. O grau dessa heterogeneidade e também, talvez, o quanto essa geologia é anisotrópica, depende da história geológica da área. No passado, muitos estudos envolvendo o suprimento de água subterrânea assumiram ser a geologia isotrópica e homogênea, mas essa suposição pode levar a sérios erros em estudos de qualidade de água ou de poluição. Por exemplo, nos estudos de suprimento de água em aquíferos sedimentares, geralmente não estamos interessados na estratificação vertical da velocidade através de camadas diferentes; só gostaríamos de saber o volume total de água atravessando uma seção transversal vertical por unidade de tempo. Em estudos de poluição, por outro lado, a variação das velocidades reais, especialmente como elas se relacionam com as variações da condutividade hidráulica e da porosidade efetiva para fluxo, terá um efeito crítico na acuidade de nossos resultados.

A geologia heterogênea e/ou anisotrópica causa complicações hidrogeológicas que afetam a velocidade e a direção do fluxo de água subterrânea. Nessa seção discutiremos os aspectos práticos dessas complicações, quando afetarem a direção da água subterrânea.

Anisotropia

Se a condutividade hidráulica for a mesma em todas as direções, num determinado ponto, a geologia é caracterizada como isotrópica naquele ponto. Por outro lado, se a condutividade depender da direção num determinado ponto do aquífero, a geologia é anisotrópica naquele ponto. Além de anisotropia, deve-se também considerar a homogeneidade. Numa formação homogênea, a condutividade hidráulica pode ser isotrópica ou anisotrópica, mas não varia de um local para outro do aquífero. As formações heterogêneas são uma regra na natureza: a condutividade hidráulica varia de um local para outro no aquífero. A anisotropia e a heterogeneidade são melhor explicadas através da Figura 5.1 de Freeze e Cherry (1979). A figura desses autores é maravilhosamente didática e ilustra o axioma de que uma foto vale mais do que mil palavras. A causa da anisotropia em sedimentos granulares está relacionada ao modo como são depositados e talvez à orientação dos minerais de argila que podem estar presentes. As partículas granulares nunca são esferas perfeitas e, quando depositadas, geralmente acabam se apoiando em seu lado mais plano. Os sedimentos, se depositados em sistemas de água corrente, podem orientar-se na direção da correnteza da água. As partículas de argila que podem ser simultaneamente depositadas com sedimentos de diâmetro maior podem também desenvolver uma orientação que resulta em direções preferenciais de fluxo. Um dos efeitos resultantes da orientação de sedimentos é produzir condutividades hidráulicas na direção horizontal, que são quase sempre maiores do que as condutividades hidráulicas na direção vertical. Para materiais arenosos, pode-se esperar que K_H/K_V varie de 2 a 20. Para outras litologias essa relação pode estar na casa das centenas ou ser mesmo tão alta quanto 1000 (Winter, 1976). As direções em que as condutividades hidráulicas são máxima e mínima num determinado plano são chamadas de direções principais do tensor de condutividade hidráulica. Veremos mais detalhes sobre esse assunto no item sobre modelação de água subterrânea. Numa escala regional, os depósitos aluviais quase sempre apresentam anisotropia tridimensional – na direção vertical, na direção do fluxo do rio que os depositou e na direção perpendicular ao fluxo desse rio.

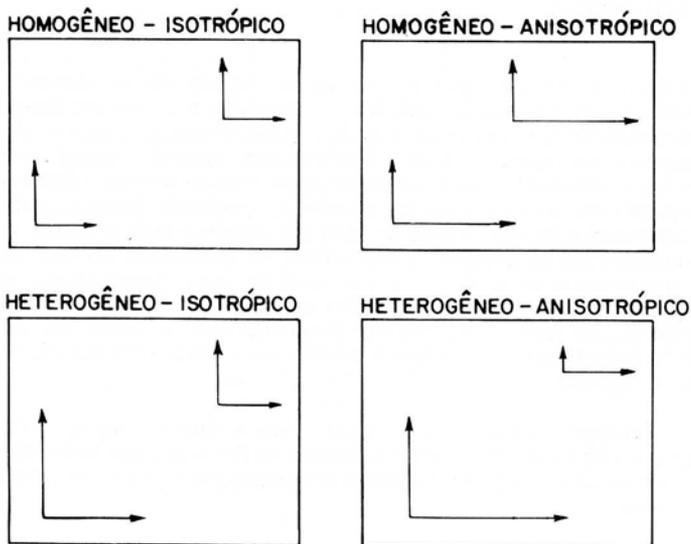


Figura 5.1 – Ilustração gráfica de heterogeneidade e anisotropia (Freeze e Cherry, 1979).

Sob geologia isotrópica, a água move-se na direção perpendicular às linhas eqüipotenciais. Num aquífero anisotrópico, por outro lado, as linhas de fluxo não são perpendiculares às linhas eqüipotenciais, possuindo direções que dependem principalmente da relação das condutividades hidráulicas principais. A Figura 5.2 ilustra a dependência da direção do fluxo de água subterrânea com relação às direções principais de anisotropia. O rio A, com uma cota média de 100 metros (naquela seção do rio) acima de um datum, é paralelo ao rio B, com uma cota de 50 metros acima do mesmo datum. Um mapa potenciométrico é construído entre os dois rios, produzindo linhas eqüipotenciais perfeitamente paralelas. Existe um aterro industrial localizado entre os dois rios. A jusante, numa direção de $23,2^\circ$, medida a partir do eixo X, existe um pequeno poço residencial, cuja taxa de bombeamento possui um efeito desprezível sobre o mapa potenciométrico. O dono do poço está preocupado com a ameaça potencial da área do aterro. A pluma I representa a direção esperada da pluma sob condições isotrópicas, enquanto a pluma A mostra a direção sob condições anisotrópicas de $K_x = 5K_y$. Se esse mapa potenciométrico, com suas linhas eqüipotenciais perfeitamente paralelas entre os dois rios, fosse fornecido a um grupo de hidrogeólogos de campo, a maioria poderia afirmar que a água subterrânea fluiria perpendicularmente às linhas eqüipotenciais, do rio A para o rio B. Essa direção, como indicada na figura mencionada, faz um ângulo de 65° com o eixo X. Os eixos X e Y do sistema físico (o maior sistema de coordenadas na figura) são coincidentes com as direções principais X e Y da condutividade hidráulica, como indicado pelo pequeno sistema de coordenadas abaixo do eixo X. Nesse exemplo, $K_x/K_y = 5$. Isso significa que é mais fácil para a água subterrânea fluir na direção X do que na direção Y. Se K_x fosse igual a K_y , teríamos, é claro, condições isotrópicas e o dono do poço não teria nada a temer (assumindo-se que a dispersão lateral é insuficiente). Nesse caso, contudo, temos condições anisotrópicas e se a pluma se desenvolve a partir do aterro industrial, vai mover-se numa direção que está longe de ser perpendicular às linhas eqüipotenciais. O pequeno poço eventualmente sofrerá contaminação. Uma maneira de se visualizar uma direção anisotrópica de fluxo é imaginar essa direção como sendo a resultante de duas "forças" puxando a água. Nesse caso, uma "força", a direção isotrópica, quer que a água se mova na direção de

65°, enquanto que a outra força, a condutividade hidráulica na direção X, quer que a água se mova ao longo da direção do eixo do X. A resultante é algo entre as duas "forças", com a água movimentando-se a um ângulo de 23,2° a partir do eixo X.

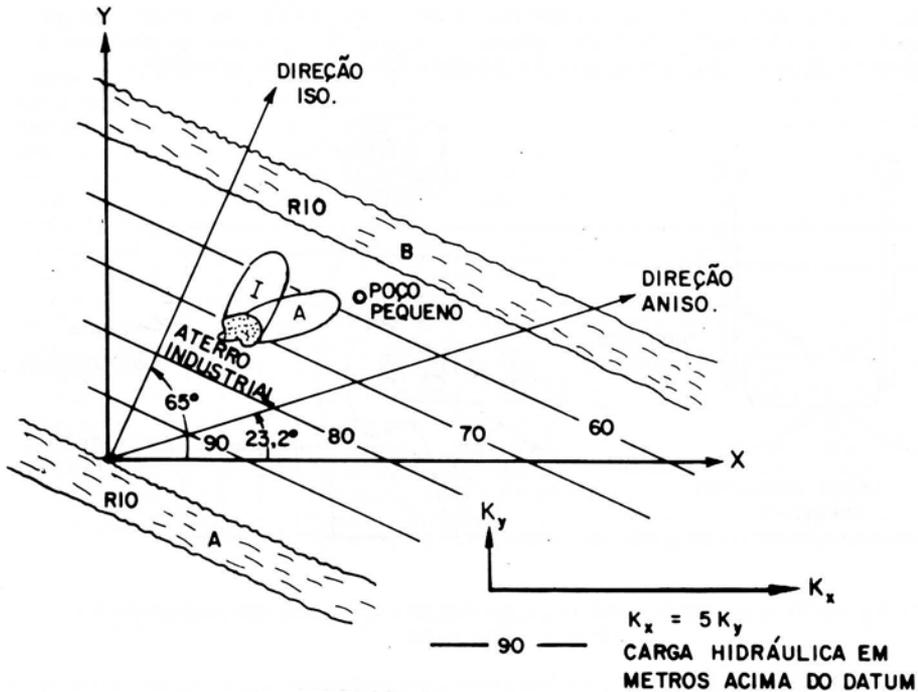


Figura 5.2 – Efeitos de anisotropia geológica na direção do fluxo de água subterrânea.

Pode-se calcular o ângulo do fluxo verdadeiro sob condições anisotrópicas, usando-se a seguinte fórmula:

$$\theta_{ANISO} = \text{ARCTAN} (K_r \text{ TAN } \theta_{ISO}) \quad (5.1)$$

onde os ângulos são medidos no sentido anti-horário, a partir do eixo positivo do X e K_r é igual a K_y/K_x . No exemplo acima, K_r seria 1/5 ou 0,20.

Efeitos de lentes permeáveis sobre o fluxo de água subterrânea

Estritamente falando, lentes são corpos descontínuos com propriedades hidrológicas que são diferentes da geologia em redor. Esses corpos podem ser de origem geológica ou ter sido construídos pelo homem. Exemplos de lentes construídas pelo homem são cavernas para depósito de rejeitos nucleares e áreas com barris enterrados. Em ambos os casos, tem-se um corpo descontínuo altamente permeável situado no interior de um corpo constituído de material menos permeável. Esses corpos descontínuos e permeáveis agem como "imãs de água" atraindo a montante uma porção desproporcional dos "canais de fluxo" que transportam a água subterrânea. Uma lente é um corpo altamente permeável e de área transversal relativamente pequena. A medida que a água flui através de tais sistemas, a lei da continuidade deve ser mantida.

Isso significa que a água converge a montante da lente, à medida que essa água deixa uma porção do aquífero que possui área de secção transversal grande, mas baixa velocidade, para entrar num corpo de menor área de secção transversal, mas alta velocidade. Em algum ponto da lente, a água flui fora num padrão divergente em direção a uma área de secção transversal maior, mas baixa velocidade, sempre mantendo a continuidade. As lentes afetam os níveis de água nos piezômetros a montante e a jusante delas, devido ao encurvamento das linhas eqüipotenciais.

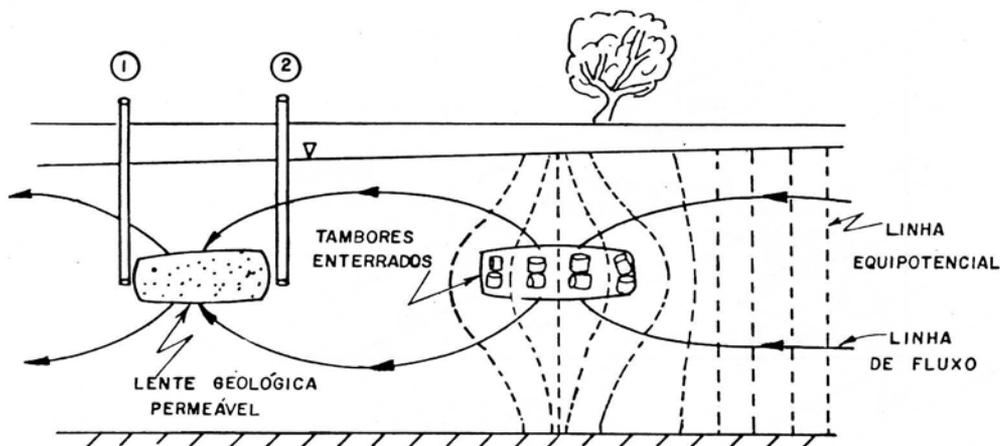


Figura 5.3 – Efeitos de lentes permeáveis, geológicas e artificiais, nos padrões de fluxo de água subterrânea.

A Figura 5.3 mostra uma lente geológica permeável a jusante de uma área de barris enterrados. Os barris foram enterrados sem muita compactação, resultando numa condutividade hidráulica que é muito maior do que aquela da geologia em redor. A montante dos barris, a água está fluindo sob condições de fluxo horizontal com linhas eqüipotenciais verticais. Devido às lentes, as linhas eqüipotenciais que as envolvem são curvadas, fazendo a água convergir na direção dessa área de alta velocidade. Para manter a continuidade, a água deve eventualmente divergir da área dos barris, como ilustrado na figura mencionada. A lente geológica altamente permeável mais a jusante faz a água convergir e divergir mais uma vez. A água próxima ao lençol freático deve também obedecer à lei da continuidade. Isso significa que um certo volume de água vindo da porção a montante da lente e próxima à superfície do lençol freático será obrigado a espalhar-se na direção de uma área maior, resultando em baixas velocidades. Isso é similar ao que acontece em rios, quando a taxa volumétrica (L^3/T) permanece constante ao longo do rio, mas a área e a velocidade correspondente mudam, à medida que o rio se torna mais estreito e mais largo.

Embora as linhas eqüipotenciais não estejam traçadas próximas às lentes permeáveis, essas linhas são essencialmente iguais àquelas da área de barris. Isso significa que o piezômetro 2 apresentará sempre um nível de água mais baixo do que o nível do lençol freático que o rodeia, e o piezômetro 1 apresentará sempre um nível de água mais alto. De fato, esse padrão a montante e a jusante, de níveis de água "não esperados" (pelo menos por aqueles hidrogeólogos que não estejam familiarizados com os efeitos de lente), será verdadeiro para todas as lentes. O mesmo fluxo e padrões de nível de água serão vistos em depósitos de rejeitos nucleares, em aterros fracamente compactados e em qualquer corpo que possua uma condutividade hidráulica muito maior do que a da geologia ao seu redor.

Refração do fluxo de água subterrânea

Quando a luz passa do ar para a água, existe uma refração que é matematicamente descrita através da lei de Snell. Em algum momento ou outro de nossa vida, notamos que uma colher ou outro objeto mergulhado num copo de água aparentava ter sido entortado. Isso é a lei de Snell em ação, à medida que a luz passa de um meio para outro.

A água subterrânea também se refrata quando passa de uma geologia, com uma certa condutividade hidráulica, para outra com uma condutividade hidráulica diferente. Diferentemente da lei de Snell que envolve somente senos, a lei de refração para a água subterrânea envolve tangentes e duas condutividades hidráulicas diferentes. A Figura 5.4 mostra um paleocanal com uma alta condutividade hidráulica, K_2 . Esse paleocanal é envolvido por uma outra geologia de condutividade hidráulica menor, K_1 . À medida que uma água contaminada ou uma água com um traçador flui através da interface com o paleocanal, acontece a refração. Na figura mencionada, vemos uma linha tracejada definindo dois ângulos que descrevem o grau de refração. Se a água está fluindo de uma condutividade hidráulica em direção a um meio com uma condutividade hidráulica maior, a conservação de energia (há menos consumo de energia para fluir no material de condutividade hidráulica maior) dita que o ângulo θ_2 seja relativamente grande para permitir que a água fique o máximo tempo possível no material de maior condutividade hidráulica.

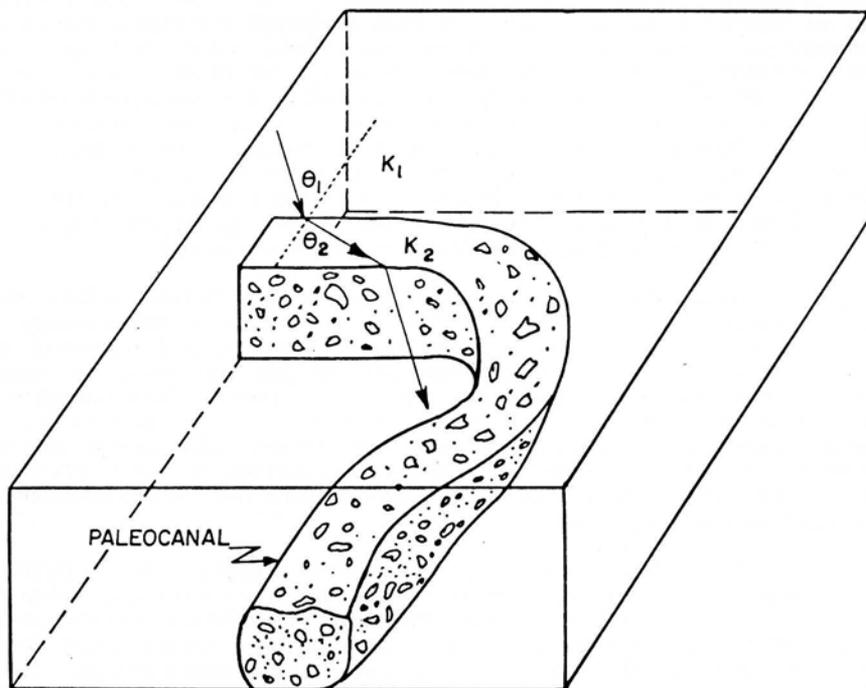


Figura 5.4 – Refração de linhas de fluxo de água subterrânea quando flui de uma geologia (K_1) para outra (K_2).

Devemos calcular esses ângulos em termos das condutividades hidráulicas, através da seguinte relação:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\text{TAN } \theta_1}{\text{TAN } \theta_2} \quad (5.2)$$

Embora o exemplo fornecido aqui seja para paleocanais, o mesmo princípio é aplicável quando a água atravessa um aquítarde entre dois aquíferos. Nesse caso, como o aquítarde é pouco permeável, a refração resulta em fluxo quase vertical através do aquítarde e em fluxo praticamente horizontal no aquífero.

6. MAPAS POTENCIOMÉTRICOS E REDES DE FLUXO

Como o nome indica, os mapas potenciométricos são plotagens de contorno do potencial de um aquífero. Similares aos mapas topográficos de superfícies, esses mapas indicam a variação do potencial da água numa dada secção transversal (vertical ou horizontal) do aquífero. Os mapas potenciométricos requerem que o potencial varie somente em duas dimensões e que todos os dados pertençam ao mesmo aquífero. A última exigência pode parecer óbvia, mas não é incomum ver dados de carga de um aquífero freático plotados juntamente com dados de carga de um aquífero confinado inferior. A maioria dos mapas é para o plano horizontal XY do aquífero; como os mapas devem ser bidimensionais, as condições de fluxo horizontal (abordagem hidráulica) devem estar presentes para que essas plotagens sejam válidas. Saines (1981) mostra um exemplo de construção de um mapa potenciométrico que usa dados de nível de água coletados nas secções de recarga, descarga e de fluxo horizontal de um aquífero freático. O mapa não tem nenhum sentido, inclusive quando mostra água desaparecendo num aquífero, equivalente a um "buraco negro". Seu estudo mostra que mapas de aquíferos livres só têm sentido quando existem condições de fluxo horizontal. Podem-se construir mapas de secção transversal vertical de áreas de recarga e de descarga, mostrando as linhas equipotenciais curvadas, assumindo-se que o fluxo na terceira dimensão é desprezível (isso atende à exigência de os mapas serem bidimensionais).

Os mapas potenciométricos podem ser muito úteis estimando as direções de fluxo, as velocidades e a localização das áreas de bombeamento/recarga, e determinando se um rio é influente ou efluente num dado local. Quando o intervalo das equipotenciais é constante e a espessura do aquífero não varia, os mapas potenciométricos podem indicar mudanças na geologia, através das distâncias entre as linhas equipotenciais. Esses mapas podem também ser usados para estimar a transmissividade nas vizinhanças de poços bombeando, utilizando-se somente informação sobre linhas equipotenciais. Mais uma vez, contudo, deve-se observar que as exigências de fluxo bidimensional e de que todos os dados tenham sido coletados no mesmo aquífero, sejam atendidas.

A Figura 6.1 mostra um mapa potenciométrico feito por Davis e DeWiest (1966). Será por nós analisado em vários locais, para mostrar que tais mapas podem ser muito valiosos em estudos preliminares. Mas antes discutiremos o problema de gradientes verticais próximos a rios. O fluxo próximo a rios é pouco provável de ser horizontal e, portanto, pode parecer violar uma das exigências para a plotagem de um mapa potenciométrico. Em tais casos de fluxo regional, pode-se tratar o rio na figura mencionada como se ele fosse totalmente penetrante, com um fluxo horizontal. Com o propósito de caracterizar qualitativamente o rio e a região em torno dele, essa é uma abordagem razoável.

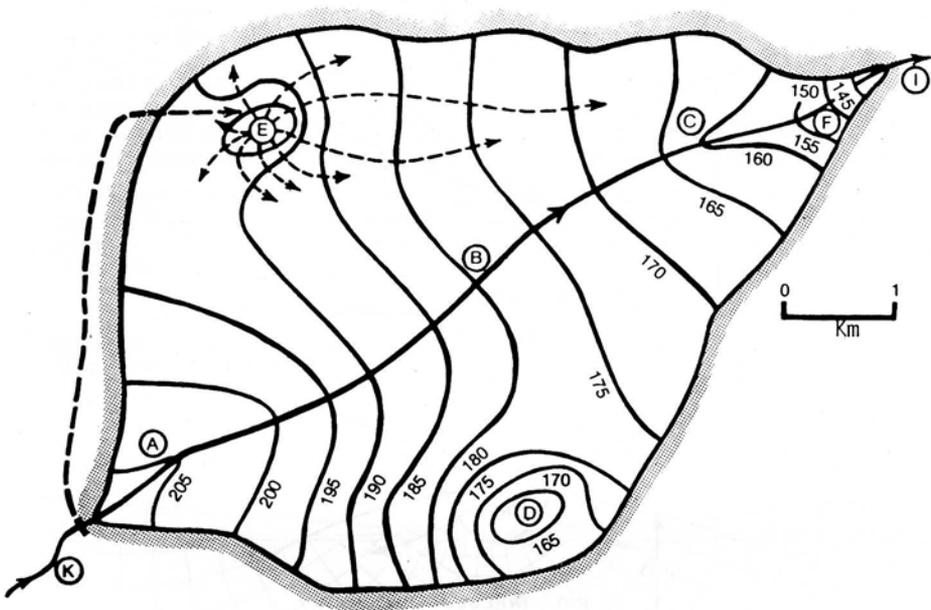


Figura 6.1 – Mapa potenciométrico de aquífero freático (Davis e DeWiest, 1966).

Vamos começar caracterizando o rio. Este move-se da esquerda para a direita, à medida que sua altitude diminui de quase 200 pés na entrada da bacia para aproximadamente 140 pés na saída. Existe um número de linhas equipotenciais traçadas e, onde cruzam o rio, o valor do potencial iguala-se à altitude do rio naquele ponto. O número de linhas equipotenciais é evidentemente ilimitado e em qualquer local se poderiam traçar mais dessas linhas, através de simples interpolação. Se traçarmos mais linhas equipotenciais entre os valores de 205 e 200 pés nas vizinhanças do ponto A, e então traçar um linha perpendicular ao rio naquele local, veremos que, à medida que nos vamos afastando do rio e seguindo essa linha de corte, os valores das linhas equipotenciais decrescem. Como o rio no ponto A possui uma cota maior do que o lençol freático que o contorna, a água parte do rio e infiltra no aquífero. Os rios que perdem água para o aquífero em torno deles são chamados rios influentes ou rios perdedores. Se repetirmos esse processo no ponto C, veremos que o potencial no aquífero é maior do que a altitude do rio, e, pela lei de Darcy, a água flui do aquífero para o rio. Um rio ganhador é também chamado de rio efluente. A Figura 6.2 ilustra a direção do fluxo de água subterrânea nos locais A e C. No ponto E, vemos uma situação de montanha de água ("mounding"), causada por uma bacia de recarga que recebe água desviada do rio no ponto K. No ponto B, a carga no aquífero iguala a altitude do rio e o resultado é um equilíbrio dinâmico. No ponto D, existe evidentemente uma bateria de poços criando um cone de depressão. Nesse caso, o cone tem a forma elipsoidal, indicando uma geologia anisotrópica, com a maior condutividade hidráulica na direção do maior eixo da elipsóide. Se o cone de depressão num mapa potenciométrico aproxima-se de um círculo, para estimar-se a transmissividade nas vizinhanças do poço de bombeamento, pode-se usar a seguinte relação, baseada na lei de Darcy:

$$T = \frac{2 Q \Delta R}{(L_1 + L_2) \Delta H} \quad (6.1)$$

onde Q é a taxa de bombeamento, ΔH é igual ao intervalo entre as linhas de contorno, ΔR é a distância média entre duas linhas de contorno concêntricas, e L_1 e L_2 são circunferências (i.e., $L_1 = 2\pi R_1$) desses mesmos círculos.

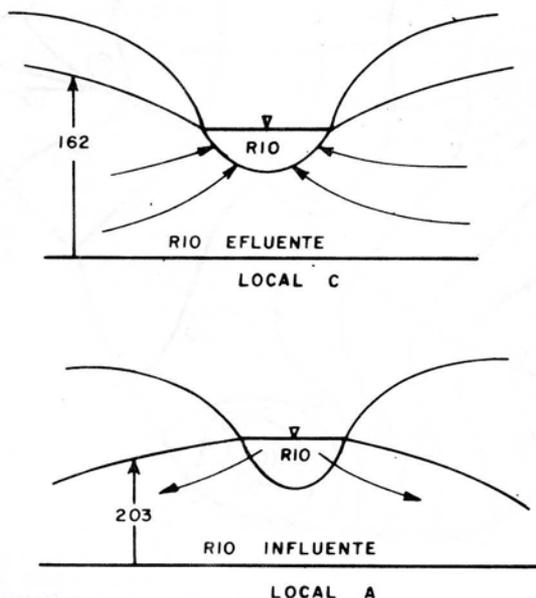


Figura 6.2 – Secções transversais verticais dos locais A e C da Figura 6.1.

Redes de fluxo e efeitos de exagero vertical

Como veremos mais adiante na seção sobre modelação matemática, as redes de fluxo são mapas potenciométricos sobre os quais linhas de fluxo foram superpostas. Esses mapas podem ser para o plano horizontal ou para secções transversais verticais. Já foi mostrado que as linhas de fluxo são perpendiculares às linhas eqüipotenciais, somente quando a geologia é isotrópica e as escalas verticais e horizontais do mapa são iguais. Sob geologia anisotrópica, sabemos agora que as linhas de fluxo e as linhas eqüipotenciais não são mutuamente perpendiculares. Na construção de redes verticais de fluxo, é importante levar em consideração o efeito de exagero vertical. Isso tem sido desprezado muitas vezes até por hidrogeólogos experientes. De fato, um exemplo clássico é o muito famoso trabalho de Toth (1962), no qual o autor apresenta uma rede de fluxo regional da água subterrânea em Central Alberta, Canadá. Assumindo ser a geologia isotrópica, Toth traçou as linhas de fluxo perpendiculares às linhas eqüipotenciais. A figura resultante do fluxo regional por grandes distâncias, através de uma lente permeável e em direção a uma área é fascinante, tanto assim que Jacob Bear (1979) publicou essa figura em seu livro. Embora Toth tenha tratado uma geologia isotrópica, esse autor introduziu um exagero vertical de mais de 13, para produzir um gráfico legível do fluxo regional, através de uma distância horizontal de aproximadamente 14 km (45000 pés) por uma espessura de aproximadamente 200 metros (700 pés). Tais exageros são muito comuns na apresentação de secções verticais de geologia regional. O exagero vertical, contudo, causa um "esticamento" dos eixos, resultando em linhas eqüipotenciais e linhas de fluxo que não são perpendiculares.

Van Everdingen (1963) reconheceu o erro de Toth e publicou um relatório do Canadian Geological Survey sobre como construir redes de fluxo de seções transversais com exagero na escala vertical. Infelizmente, Bear (1979, p. 170) não notou o problema de exagero na escala vertical da figura de Toth e publicou-a como um exemplo de rede de fluxo regional vertical. Winter (1976) também apresentou algumas clássicas redes de fluxo verticais, sem levar em conta o exagero na escala vertical de 80:1. Ele estava consciente do problema, contudo, e de fato, citou o trabalho de Van Everdingen. Em muitas das suas simulações, no computador, das interações entre lagos superficiais e a água subterrânea em topografia ondulada, esse autor usou uma razão de $K_H/K_V = 1000$ e isso tende a diminuir significativamente o efeito do exagero na escala vertical (80:1) da rede de fluxo. Na maioria dos casos, contudo, não se depara com tais anisotropias exageradas e os efeitos de exagero na escala vertical precisam ser levados em consideração.

Anos atrás, a construção de redes de fluxo que levavam em conta os exageros na escala vertical davam muito trabalho, mas hoje em dia essa construção é praticamente instantânea, como veremos no item de modelação matemática.

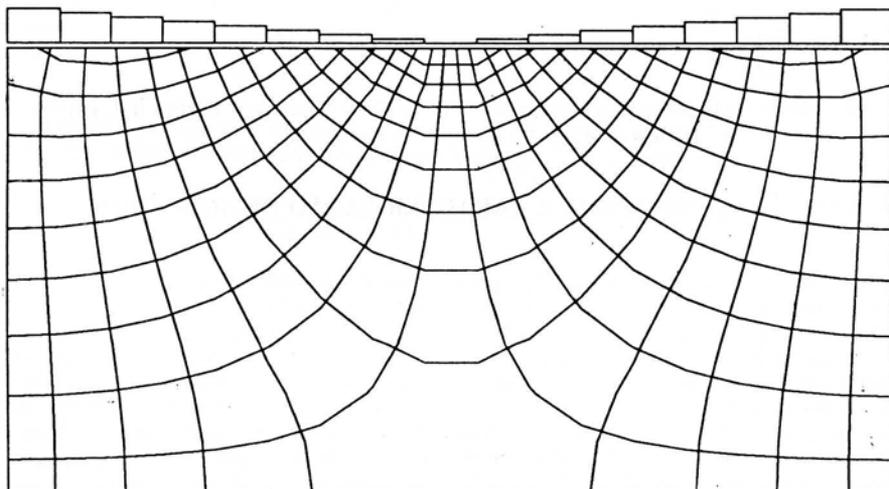


Figura 6.3 – Rede de fluxo em seção transversal vertical de um rio efluyente sob geologia isotrópica e homogênea, sem exagero na escala vertical.

A Figura 6.3 mostra uma rede de fluxo para um rio efluyente numa formação isotrópica sem exagero na escala vertical de plotagem. A figura foi produzida por um modelo bidimensional, de diferenças finitas e estado estacionário, e impressa após a conversão de um arquivo na Hewlett-Packard Graphics Language (HPGL); para plotadoras, num arquivo de formato "raster", adequado a impressoras de matriz de pontos. A Figura 6.4 mostra o mesmo rio efluyente com todos os parâmetros iguais aos da Figura 6.3, exceto para o exagero na escala vertical de valor igual a 2. O resultado é uma figura completamente diferente, ilustrando que, mesmo sob um pequeno exagero na escala vertical, os efeitos são substanciais.

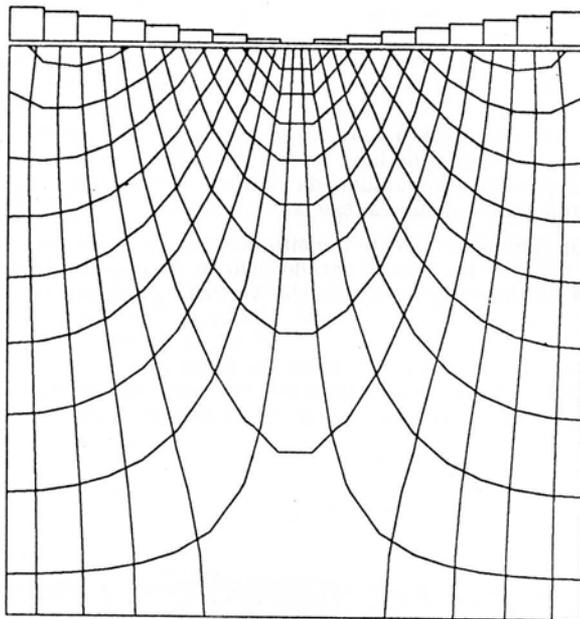


Figura 6.4 – Rede de fluxo em seção transversal vertical idêntica à Figura 6.3, exceto para o exagero de 2:1 na escala vertical.

7. MÉTODOS DE CAMPO PARA A CARACTERIZAÇÃO DE AQUÍFEROS

Os estudos de avaliação dos recursos de água subterrânea dependem dos parâmetros hidrogeológicos T e S , que caracterizam as capacidades de fluxo e de armazenamento de aquíferos e de camadas confinantes. Os estudos de estimativa de poluição, prevenção e descontaminação 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 da carga. No próximo item, veremos as equações diferenciais parciais que descrevem o movimento da água subterrânea nos aquíferos. Aqui trataremos da determinação dos principais dados paramétricos necessários aos modelos. As coletas de campo e de laboratório bem como as análises desses dados poderiam ser objeto de um livro inteiro. Na verdade, muitos bons livros e relatórios sobre o assunto já se encontram disponíveis e seria uma repetição desnecessária simplesmente reescrever o que já foi escrito. Os objetivos nesse item são apresentar o conceito de problema inverso na obtenção dos dados paramétricos do aquífero; citar e brevemente discutir os mais importantes livros, relatórios e artigos relacionados à identificação dos parâmetros do aquífero; e apresentar dois exemplos do uso de programas de microcomputador, a abordagem atual para a avaliação de teste de aquífero.

O problema inverso: identificação dos parâmetros

Nos problemas tridimensionais, de estado não estacionário nos aquíferos confinados, os parâmetros de maior interesse são: K_x , K_y , K_z e S_s . Nos casos de

drenança entre os aquíferos, pode-se também estar interessado nas condutividades hidráulicas das camadas confinantes adjacentes: K' . Em problemas bidimensionais, de estado não estacionário em aquíferos confinados, estamos interessados em: T_x , T_y e S . Nos aquíferos livres, em adição às condutividades hidráulicas e transmissividades mencionadas acima, é preciso avaliar a vazão específica, S_y .

Estamos geralmente interessados nesses parâmetros porque queremos aplicar uma solução analítica ou um modelo numérico de carga, que depende dos valores desses parâmetros de fluxo e armazenamento. A determinação desses parâmetros mencionados é chamada de problema inverso. Ou seja, é inverso ao que normalmente estaríamos fazendo, que seria prever a distribuição da carga sob certas condições determinadas. No problema inverso, já conhecemos a distribuição de carga sob condições de bombeamento e contorno conhecidos, e estamos tentando determinar as distribuições de T (ou K) e de armazenamento, que são reponsáveis por essas cargas observadas.

Para determinar a distribuição correta de T e S , deve-se começar pela seleção de um modelo analítico ou numérico. Se o aquífero pode ser modelado como homogêneo, isotrópico ou anisotrópico, uma solução analítica pode ser usada. Por outro lado, se a geologia do aquífero é altamente heterogênea, deve-se usar um modelo numérico que permita a entrada das distribuições de T e S cujos valores variam no espaço. A maioria das equações desenvolvidas para testes-padrão de bombeamento, por exemplo, aquelas apresentadas por Theis (1935), Cooper e Jacob (1946), Hantush e Jacob (1955), Neuman (1975) e outros, é baseada em soluções analíticas.

Usaremos soluções analíticas como um exemplo do modo de determinarem-se parâmetros de aquíferos. Essas soluções geralmente expressam o rebaixamento como uma expressão analítica de Q , T , S , r (dimensões que variam no espaço) e t :

$$s = f(Q, T, S, r, t) \quad (7.1)$$

Dispõe-se de dados de observações 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. O s observado é comparado ao s previsto num dado local e tempo, e a diferença entre os dois valores é guardada como um resíduo. Somam-se então todos os resíduos. Uma previsão perfeita resulta numa soma de resíduos igual a zero. Como isso é improvável, tenta-se minimizar a soma dos quadrados dos resíduos (para manter o valor positivo) sobre todos os dados disponíveis. Valores adicionais para T e S são "adivinhados" até essa soma ser minimizada. A essa altura, dizemos que esses valores de T e S explicam melhor os dados observados usando-se um critério de mínimos quadrados não lineares. Esse é um procedimento comum usado para estimar parâmetros em muitas outras áreas além da água subterrânea. Pode-se também usar outro critério para selecionarem-se T e S . No fim, os valores selecionados devem também ser julgados para ver se fazem sentido hidrogeológico. Uma das preocupações é a singularidade da solução. Na modelação numérica, duas distribuições espaciais de T e S podem fornecer igualmente bons ajustes para os dados de carga observada. Nesses casos, experiência no campo e dados adicionais de campo podem ajudar a decidir que distribuição faz mais sentido hidrogeológico.

Testes de bombeamento

Foi mencionado acima dispor-se de dados conhecidos de uma distribuição de carga e haver interesse em estimar T e S . Essa distribuição conhecida de carga é

obtida através de medidas de nível de água em poços de observação, enquanto se opera um poço de bombeamento a uma taxa volumétrica conhecida, por um determinado período de tempo. Isso é chamado de teste de bombeamento e é um dos métodos mais usuais para a determinação dos parâmetros do aquífero, especialmente o de armazenamento. Além dos testes de aquífero, em que determinamos os parâmetros de fluxo e de armazenamento, existem os testes de poço, para a determinação da capacidade específica (razão entre a vazão e o rebaixamento, Q/s) do poço, quando houver interesse em selecionar uma bomba, avaliar custos futuros de bombeamento e oferecer uma avaliação geral da capacidade do poço em atender às demandas de bombeamento estabelecidas. Nesse item, ficaremos concentrados nos testes de aquíferos.

Métodos de testes de bombeamento para determinação de T e S em aquíferos freáticos e confinados

Antes de 1935, os testes de bombeamento sob condições de estado não estacionário não podiam ser analisados. Os modelos numéricos não existiam e todas as soluções analíticas eram para situações simples, de estado estacionário. Foi Theis (1935) quem publicou a primeira solução analítica que permitia prever o rebaixamento como uma função do tempo e da posição espacial. A solução tornou-se conhecida como a solução de Theis e é, talvez, a solução analítica mais usada em água subterrânea. A solução deveria talvez ser chamada de solução de Theis-Lubin uma vez que foi C.I. Lubin (Theis, 1935), um matemático da Universidade de Cincinnati, que derivou essa equação, baseado numa analogia entre o fluxo de água subterrânea e o transporte de calor. É uma pena que tanto tempo tenha passado para ser essa analogia utilizada em condições de estado não estacionário, já que foi primeiramente utilizada por Forchheimer para condições de estado estacionário no longínquo ano de 1888 (Freeze e Back, 1983). A solução de Theis é para aquíferos confinados não drenantes e envolve uma expressão chamada de integral exponencial renomeada pelos hidrogeólogos de função do poço.

Cooper e Jacob (1946) mostraram como se poderia simplificar a expressão de série para a solução de Theis e se estimar T e S, através da plotagem do rebaixamento versus tempo (ou distância) num papel semilogarítmico. O método desses autores tornou-se um sucesso instantâneo e mesmo hoje em dia continua sendo um dos mais aplicados na estimativa de T e S, quando a drenança envolvida não é importante.

O problema de drenança em aquíferos confinados foi resolvido por Hantush e Jacob (1955) que derivaram uma expressão analítica para o rebaixamento em termos de uma nova integral chamada de função drenante de poço ("leaky well function"). A solução ignorou os efeitos de armazenamento nas camadas confinantes mas pela primeira vez levou em conta suas condutividades hidráulicas. Mais tarde, Hantush (1960) apresentou uma teoria mais geral para os aquíferos confinados drenantes, a qual levava em conta os efeitos de armazenamento em camadas confinantes pouco permeáveis.

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 condutividade hidráulica e a porosidade efetiva em aquíferos livres e anisotrópicos. Em 1974, Neuman (1974, 1975) 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_s , S_y , K_H e K_V .

Os trabalhos citados acima são somente alguns das centenas que já foram publicados sobre hidráulica de poços. Eles representam contribuições clássicas e avançadas sobre o assunto. Informações mais completas sobre hidráulica de poços e testes de bombeamento podem ser encontradas na obra de Kruseman e de Ridder (1970), que é considerada a bíblia sobre o assunto (como foi publicado em 1970, esse livro não inclui o método de Neuman para aquíferos freáticos). Hantush foi o indivíduo que sozinho publicou a maioria das soluções analíticas em água subterrânea. O capítulo de Hantush (1964) no livro: *Advances in Hydroscience*, é uma leitura indispensável para qualquer pessoa interessada em hidráulica de poços e soluções analíticas para a determinação dos parâmetros do aquífero. Em anos mais recentes, Reed (1980) apresenta curvas típicas e programas em FORTRAN para 11 dos exemplos mais úteis de fluxo de poços em aquíferos confinados.

Introdução à análise de aquífero com o uso de microcomputadores

A abordagem para a determinação de parâmetro de aquífero que está sendo mais e mais usada hoje em dia é uma combinação de microcomputadores e pacotes gráficos interativos (Cleary e Cleary, 1988). Embora seja possível escrever um capítulo inteiro somente sobre esse assunto, aqui gostaríamos apenas de apresentar alguns exemplos, encorajando o leitor a pesquisar mais sobre esse campo em rápido desenvolvimento.

A aproximação de Cooper e Jacob para a equação de Theis é um método popular muito usado para estimar T e S em aquíferos confinados (Freeze e Cherry, 1979; Todd, 1980; Fetter, 1988). Essa aproximação envolve a plotagem de dados de rebaixamento versus tempo (ou distância) em papel semilogarítmico, para então determinar a porção dos dados que formam uma linha reta nesse papel. Uma linha é traçada através desses pontos de dados [ignorando-se aqueles que no início do bombeamento não produzem uma linha reta quando s é plotado como uma função do $\ln(t)$] e extrapolado para o rebaixamento zero. A partir do tempo interceptado no rebaixamento zero e a inclinação da linha reta, podem-se determinar S e T (consultar qualquer um dos livros mencionados anteriormente se desejar mais detalhes técnicos). A Figura 7.1 mostra como um microcomputador pode plotar dados de rebaixamento numa escala semilog, e traçar uma linha reta através de um número qualquer de pares de dados selecionados. O que não é mostrado são os cálculos, feitos pelo microcomputador, de T e S , e o coeficiente de determinação, para avaliar quão estatisticamente acurados são T e S estimados.

Quando a aproximação de Cooper-Jacob não é apropriada, uma metodologia padrão, mas tediosa, para a determinação de T e S é usar curvas-padrão desenvolvidas a partir de soluções analíticas para certas condições do aquífero. As curvas-padrão são simples plotagens de soluções analíticas para vários valores de constantes adimensionais e parâmetros envolvendo propriedades e dimensões do aquífero. Driscoll (1986) e todos os livros de texto sobre água subterrânea apresentam exemplos utilizando tais curvas-padrão.

Alguns programas de aplicação para microcomputadores estão agora no mercado. Esses programas permitem ao usuário selecionar uma curva-padrão, a partir de curvas-padrão armazenadas previamente, criar uma outra curva ao plotar os dados de campo e comparar essas curvas entre si, até que o ajuste, ou a coincidência entre elas, seja atingido. T , S e outros parâmetros são então instantaneamente apresentados

na tela, sem nenhum cálculo feito por parte do usuário. Isso remove o tédio desses processos e até mesmo pode resultar em estimativas mais acuradas.

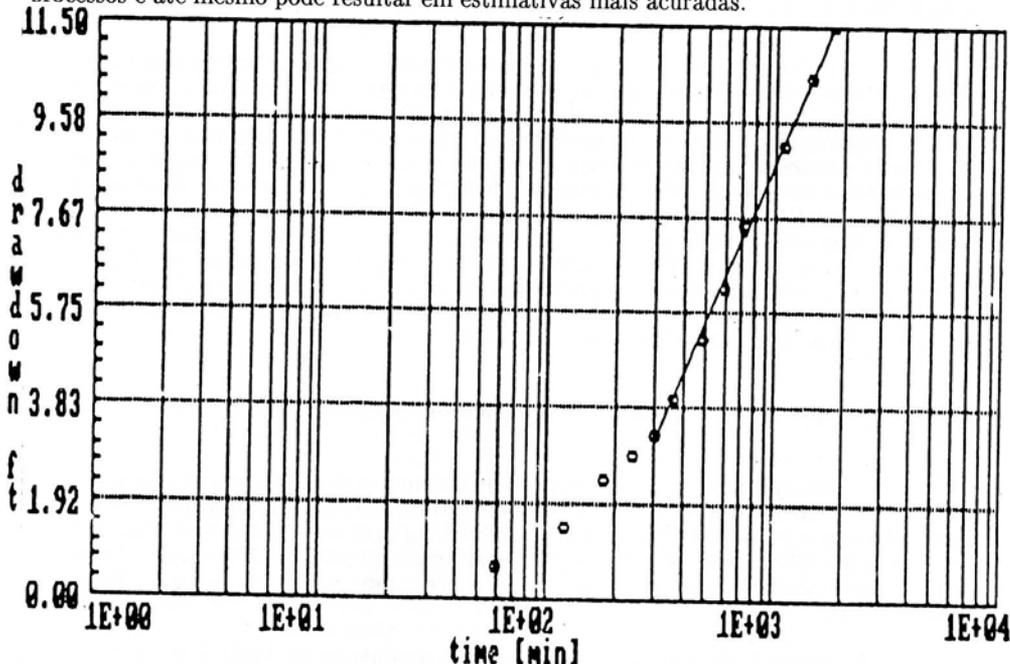


Figura 7.1 – Saída de programa de teste de bombeamento (PUMPTEST), para IBM-PC, para calcular T e S usando-se a aproximação de Cooper-Jacob.

A Figura 7.2 mostra uma curva padrão previamente armazenada baseada na solução de Neuman (1975). Abaixo, encontra-se uma curva de dados de campo observados num aquífero freático. Na base da figura, seleciona-se o comando de "ajuste" e, com as teclas de seta do microcomputador, a curva de dados é eletronicamente movida até que coincida com a curva padrão. Se essa curva de dados não coincide, pode-se trazer à tela outra curva padrão (nesse caso, outro $B = K_z r^2/Tb$) e continuar o processo até que um ajuste seja encontrado. Quando as curvas são coincidentes, o usuário simplesmente pressiona no teclado a letra R (para Resposta), e T e S (para aquíferos freáticos: S_y ou S_s , dependendo de que parte da curva está sendo analisada) são dispostos na tela do monitor.

Os microcomputadores estão também sendo usados para análise de "slug" teste em poços únicos (Thompson, 1987). Os "slug" testes envolvem súbita descida ou subida do nível de água num poço e a medida da taxa com a qual o poço recupera seu nível estático original de equilíbrio (Hvorslev, 1951). Essa taxa de recuperação é diretamente proporcional à condutividade hidráulica do aquífero nas vizinhanças do filtro do poço. É bem mais barato realizar-se um "slug" test do que testes de bombeamento, e ele apresenta a vantagem (em certos casos) de fornecer informação pontual para K, ao invés de um valor médio do volume em torno do poço, de raio igual ao de influência desse poço. Como veremos no próximo item, tal informação pontual pode ser muito útil na modelação numérica, onde se trabalha com uma malha. A desvantagem do "slug" teste é sua incapacidade em estimar confiavelmente valores de armazenamento. Para estimativas confiáveis de armazenamento, deve-se usar um teste de bombeamento que cria um cone de depressão dentro de uma área razoável (testes de

bombeamento envolvendo poços de pequeno diâmetro, bombeando somente alguns litros por minuto, não fornecem valores representativos de armazenamento do aquífero).

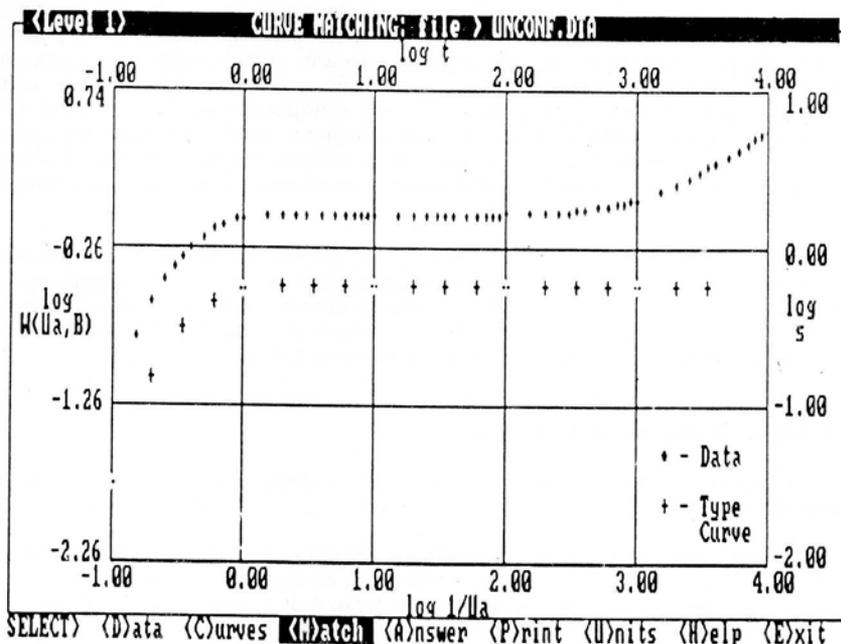


Figura 7.2 – Saída de programa de teste e bombeamento (GWAP), para IBM-PC, para eletronicamente coincidir curvas-padrão com curvas de dados de campo para aquíferos freáticos, usando-se o método de Neuman (1975).

8. MODELAÇÃO MATEMÁTICA DE FLUXO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

O planejamento e o gerenciamento dos recursos de água subterrânea, bem como a proteção e a descontaminação de aquíferos, dependem da habilidade em quantificarem-se os fenômenos de fluxo e de transporte em sistemas aquíferos. A quantificação pode ser feita de várias maneiras, incluindo-se medidas de campo e modelação matemática. A abordagem através de medidas de campo é a mais direta e pode-se usualmente demonstrar que é a mais acurada. Contudo, ela é raramente usada exclusivamente, devido aos altos custos despendidos ou à sua inaplicabilidade quando, por exemplo, um projeto ainda não foi executado e portanto não pode fornecer dados de campo. Mais freqüentemente, a abordagem usada pelas agências governamentais e companhias de consultoria americanas e européias é a modelação matemática. Como o nome indica, um modelo é uma representação artificial de uma realidade física. Os primeiros modelos em água subterrânea apareceram nos anos cinquenta e sessenta e eram predominantemente compostos ou por pequenas caixas de areia ou por placas paralelas de vidro, denominadas Hele-Shaw (entre as quais fluidos viscosos simulavam fluxo de água subterrânea). No caso das caixas de areia, o movimento da água

subterrânea era quantificado através do acompanhamento das trajetórias do seu fluxo, então visíveis devido aos traçadores injetados. Esses modelos físicos foram logo seguidos pelos modelos elétricos analógicos que eram baseados na analogia entre a lei de Ohm, para o fluxo de eletricidade, e a lei de Darcy para o fluxo de água em meios porosos (Franciss, 1980). Através do uso de grandes placas instaladas eletricamente com resistores e capacitores, o fluxo de água subterrânea em sistemas aquíferos complicados podia ser simulado. Nos meados dos anos setenta, contudo, os poucos modelos analógicos, remanescentes, de aquíferos foram abandonados em troca de computadores digitais, então amplamente disponíveis. E pelos meados dos anos oitenta, a modelação de água subterrânea em microcomputadores do tipo IBM-PC tornou-se lugar comum. Os modelos físicos ainda continuam sendo utilizados no ensino do fluxo da água subterrânea nos cursos das universidades, mas os modelos matemáticos, baseados nas equações diferenciais, claramente dominam a hidrologia moderna da água subterrânea.

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 outra.

8.1 Aplicações de modelos matemáticos

Existem muitas razões para aplicar modelos matemáticos de água subterrânea, incluindo-se:

1. investigar alternativas de localização 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 sistemas 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 alargam nossa informação mas não produzem números inquestionáveis. Eles tentam representar uma versão simplificada do que freqüentemente é um sistema complexo. Assim, seus resultados são imperfeitos. De qualquer modo, 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 uma mesma idéia (dados, parâmetros físicos estimados, etc.), de modo que, enquanto os resultados numéricos de qualquer alternativa única podem não ser exatos, os resultados comparativos mostrando que uma alternativa é superior a várias outras são usualmente válidos.

Determinístico versus Estocástico

A preponderante maioria dos modelos rotineiramente aplicados é determinístico em sua estrutura. Eles relacionam causa e efeito e geralmente envolvem parâmetros que são características físicas dos aquíferos (por exemplo, condutividade hidráulica e coeficiente de armazenamento). No caso de fluxo, um modelo determinístico típico pode prever que a carga hidráulica estará a 335,5 metros acima do nível médio do mar em $X = 1500$ metros, $Y = 2500$ metros, após 65 dias de

bombeamento de poço a 0,01 m³/s. Não existe elemento de incerteza nessa previsão; todos os erros são normais e distribuídos independentemente com uma média zero. Um modelo estocástico, por outro lado, pode prever 335,5 metros ± 0,5 metros, 95% do tempo. Um elemento de incerteza é introduzido para tentar levar em conta a incerteza inerente a todos os sistemas físicos imperfeitamente compreendidos. Os modelos estocásticos envolvem parâmetros estatísticos, que não são facilmente reconhecidos como características físicas do aquífero (por exemplo, a variância de um parâmetro). Eles também requerem bases de dados extensas e completas para serem acurados. Atualmente, os modelos estocásticos de fluxo e de transporte de massa não estão sendo largamente utilizados pelas agências governamentais e companhias de consultoria em países mais adiantados. Eles estão, contudo, sendo extensivamente pesquisados para aplicações em estudos de transporte de contaminantes, nos casos em que as heterogeneidades geológicas naturais, que causam efeitos de dispersão, são mais levadas em conta.

8.2 Equação transiente tridimensional de fluxo de água subterrânea

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 da carga:

$$-\frac{\partial}{\partial X} \left[K_{xx} \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[K_{yy} \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + \frac{\partial}{\partial Z} \left[K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \right] + W(X,Y,Z,t) = S_s \frac{\partial H}{\partial t} \quad (8.1)$$

onde H é a carga total; K_{xx}, K_{yy} e K_{zz} são os componentes principais do tensor da condutividade hidráulica; S_s é o coeficiente de armazenamento específico; e 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. Nesse caso W poderia equivaler a:

$$W = \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X - X_i) \delta(Y - Y_i) \delta(Z - Z_i) \quad (8.2)$$

onde Q_i é a taxa de bombeamento (-) ou de injeção (+) do poço i nas unidades [L₃/T]; X_i, Y_i e Z_i são as coordenadas tridimensionais do poço; e N é o número de poços. As funções delta de Dirac no espaço têm unidades [1/L]. 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, que discutiremos brevemente e definiremos na equação (8.6).

A equação (8.1) é conhecida como a equação fundamental do fluxo de água subterrânea. Em teoria, ela serve tanto para aquíferos confinados como freáticos. Como apontado anteriormente, contudo, a distribuição da carga ao longo de uma superfície exposta de um aquífero freático também equivale ou define o contorno físico superior do aquífero. A medida em que a carga aumenta ou diminui, sobe ou desce esse contorno físico. Isso é descrito matematicamente como um problema de contorno móvel para o qual soluções exatas são impossíveis, devido à não linearidade da condição de contorno superficial. As soluções aproximadas para tais aquíferos freáticos, contudo, estão disponíveis em Boulton (1963), Dagan (1967), Boulton e Streltsova (1975) e

Neuman (1975). A abordagem de Neuman é considerada o método de escolha para análise de dados de teste de bombeamento em aquíferos freáticos.

A equação (8.1) assume que os eixos num sistema de coordenadas retangulares coincidem com os eixos principais do tensor simétrico de segunda ordem da condutividade hidráulica. Nesse caso, somente permanecem as três componentes diagonais (K_{xx} , K_{yy} e 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. Para mais detalhes sobre o tensor da condutividade hidráulica, seus efeitos em meios porosos estratificados e como se pode matematicamente transformar um meio anisotrópico num problema isotrópico equivalente, deve-se ver Bear (1979), Franciss (1980) e deMarsily (1986).

Condições iniciais

Antes de a equação (8.1) poder ser resolvida para a carga, devem-se definir uma condição inicial e as condições de contorno. A condição inicial tem a forma:

$$H = H(X, Y, Z, 0) \quad \text{no} \quad t = 0 \quad (8.3)$$

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

Condições de contorno

As três condições de contorno mais utilizadas nos problemas de fluxo de água subterrânea são:

1. Primeiro tipo ou Dirichlet. A carga é especificada no contorno, por exemplo:

$$H = H(Y, Z, t) \quad \text{em} \quad X = 0 \quad (8.4)$$

A carga pode ser uma constante ou uma função do espaço e/ou do tempo. Os rios e lagos são exemplos comuns de condições de carga constante.

2. Segundo tipo ou Neumann. O fluxo de água subterrânea é especificado no contorno, por exemplo:

$$-K_x \frac{\partial H}{\partial X} = f(Y, Z, t) \quad (8.5)$$

O fluxo, $f(Y, Z, t)$, é definido como uma taxa volumétrica de fluxo por unidade de área (isto é, $m^3/m^2/dia$). 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.

3. Terceiro tipo ou mista. Essa condição é uma combinação dos tipos Dirichlet e Neumann, por exemplo:

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

ou

$$-K_z \frac{\partial H}{\partial Z} + \frac{K'}{b'} H = \frac{K'}{b'} H_0 \quad \text{em } Z = 0 \quad (8.6)$$

Embora essa condição não seja tão comum como a do primeiro ou segundo tipo, ela é usada para modelar drenança através de contornos semi-permeáveis, como em aquíferos semiconfinados ou leitos colmatados de rios.

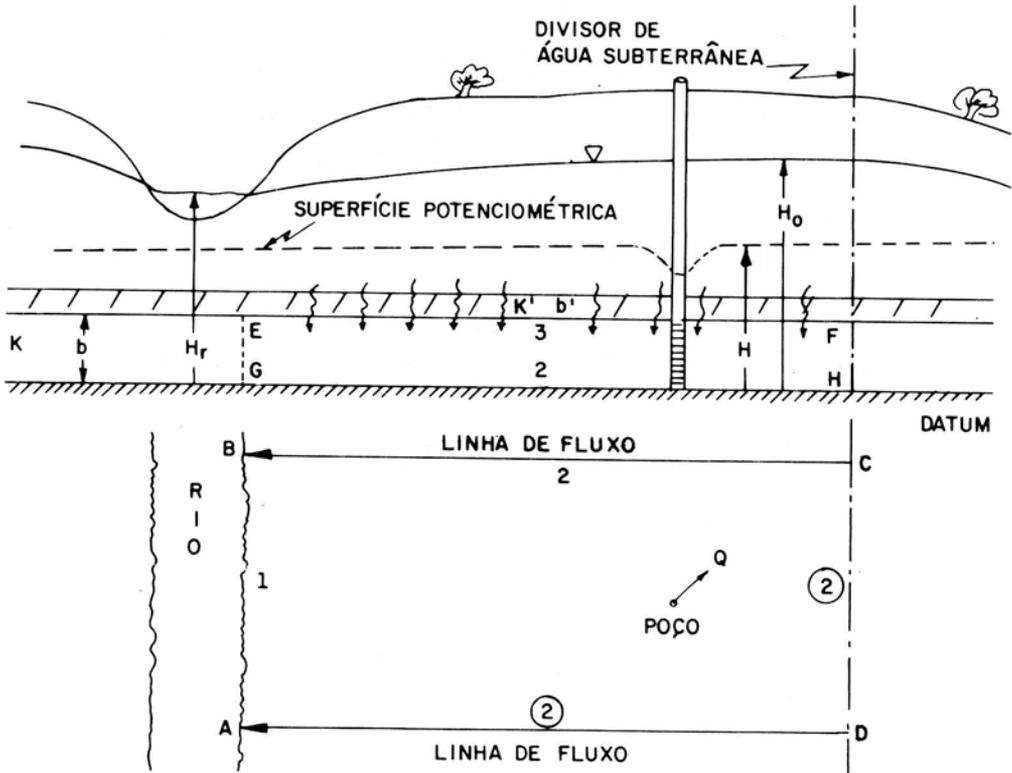


Figura 8.1 – Exemplos de condições de contorno de fluxo de água subterrânea.

A Figura 8.1 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 BC, CD e AD estão os de segundo tipo, condições de não-fluxo para ambos os aquíferos; GH é uma condição de contorno de não-fluxo para o aquífero confinado; AB uma condição de contorno de carga constante, do primeiro tipo, para aquífero freático; e, ao longo de EF, está um exemplo de condição de contorno do terceiro tipo, descrevendo a drenança do aquífero freático superior para o aquífero

confinado inferior. O poço bombeando é um sumidouro matemático para o aquífero confinado e é modelado utilizando-se funções delta de Dirac, como mostrado na equação (8.2), para casos tridimensionais.

8.3 Equação bidimensional de fluxo de água subterrânea

Como mencionado anteriormente, as dimensões horizontais dos aquíferos são da ordem de dezenas de quilômetros, enquanto suas espessuras são da ordem de dezenas ou centenas de metros. Sob essas condições, muitos aquíferos exibem condições de fluxo horizontal através da maior parte de sua extensão. As variações de carga ao longo da dimensão vertical são desprezíveis, se comparadas à mudança em carga ao longo de qualquer dimensão horizontal. Sob essas condições, a carga pode 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 transmissividade e coeficiente de armazenamento. Antes de integrarmos, começaremos definindo uma carga média na dimensão vertical:

$$H = \frac{\int_0^b H \, dZ}{\int_0^b dZ} \quad \text{ou} \quad \bar{H}b = \int_0^b H \, dZ \quad (8.7)$$

Integramos agora a equação (8.1) sobre a espessura (dimensão vertical) do aquífero:

$$\int_0^b \left[\frac{\partial}{\partial X} \left[K_{xx} \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[K_{yy} \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + \frac{\partial}{\partial Z} \left[K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \right] + \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X-X_i) \delta(Y-Y_i) \delta(Z-Z_i) \right] dZ = \int_0^b S_s \frac{\partial H}{\partial t} dZ \quad (8.8)$$

para obtermos:

$$\frac{\partial}{\partial X} \left[K_{xx} b \frac{\partial \bar{H}}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[K_{yy} b \frac{\partial \bar{H}}{\partial Y} \right] + K_{zz} \frac{\partial \bar{H}}{\partial Z} \Big|_{z=b} - K_{zz} \frac{\partial \bar{H}}{\partial Z} \Big|_{z=0} + \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X-X_i) \delta(Y-Y_i) = S_s b \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} \quad (8.9)$$

Como X, Y e t são as variáveis independentes, suas integrações com respeito a Z, uma outra variável independente, são triviais e da equação (8.9) podemos definir três novos parâmetros:

$$T_{xx} = K_{xx}b \quad T_{yy} = K_{yy}b \quad S = S_s b \quad (8.10)$$

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 S_s é o coeficiente de armazenamento específico) e é adimensional. Agora podemos ver que o conceito de transmissividade é um produto 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. Também observamos que todos os três parâmetros são definidos em termos da espessura saturada, b. Isso tem consequências importantes se há interesse em simular bidimensionalmente um plano vertical em seção transversal definido pelas dimensões Z e X. Nesse caso, integra-se sobre a dimensão Y para obter-se a equação da água subterrânea na seção transversal vertical bidimensional. Embora a equação resultante seja bidimensional, não envolve transmissividades e um coeficiente de armazenamento (uma vez que b não se encontra envolvido) e sim K_{xx} , K_{zz} e S_s .

Os dois termos remanescentes na equação (8.9) são os fluxos que cruzam os contornos em $Z = 0$ e $Z = b$. A linha vertical significa: "avaliado em". Como vimos anteriormente, quando discutimos condições de contorno do terceiro tipo, no caso de drenança proveniente de aquífero freático, devemos substituir o termo do fluxo por uma expressão equivalente em termos de cargas nos dois aquíferos e das características da camada confinante drenante que os separa:

$$-K_{zz} \frac{\partial H}{\partial Z} \Big|_{z=0} = \frac{K'}{b'} (H_0 - H) \quad (8.11)$$

Nesse caso, Z é positivo na direção descendente (onde $Z = 0$ coincide com a parte inferior da camada confinante superior do aquífero confinado). O termo de fluxo remanescente ($Z = b$) poderia ser zero, no caso de um embasamento de rocha impermeável, ou poderia ser expresso de forma similar à equação (8.11), no caso de troca de fluido com um aquífero inferior.

Expressando a equação (8.9) em termos de transmissividade e de coeficiente de armazenamento, obtemos a equação de fluxo bidimensional, de estado não estacionário, anisotrópica e heterogênea, na qual se baseiam todos os modelos bidimensionais populares de fluxo (como por exemplo, Prickett e Lonquist (1971); Trescott, Pinder e Larson (1976); Kinzelbach (1986)):

$$\frac{\partial}{\partial X} \left[T_{xx} \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[T_{yy} \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + W(X, Y, t) = S \frac{\partial H}{\partial t} \quad (8.12)$$

onde W simbolicamente representa os termos de drenança, como também qualquer poço presente. As unidades do termo derivado em relação ao tempo no lado direito da equação são [L/T] (uma vez que S é adimensional). As unidades de W são também [L/T] já que cada um, e todos os termos, em qualquer equação matemática, deve possuir as mesmas unidades (de outra maneira não poderiam ser somados). Como uma consequência dessa lógica as unidades da derivada parcial também devem ser [L/T]:

$$\frac{\partial}{\partial X} \left[T_{xx} \frac{\partial H}{\partial X} \right] \quad (8.13)$$

Matematicamente, a equação (8.12) possui uma variável dependente, H, e três variáveis independentes, X, Y e t. T_{xx} , T_{yy} e S são chamados parâmetros e W representa fontes e/ou sumidouros. Com as transmissividades dentro das derivadas, a equação pode simular condições heterogêneas em que os parâmetros variam no espaço [$T = T(X, Y)$]. Uma vez que as transmissividades podem ter diferentes valores, os efeitos de anisotropia também podem ser simulados. Estritamente falando, contudo, a equação é para aquíferos confinados, em que os contornos físicos são fixados. Vamos ver a equação equivalente para o caso de aquíferos freáticos.

8.4 Equação bidimensional de fluxo de água subterrânea: aquíferos freáticos

Como já foi mencionado, os aquíferos freáticos apresentam problemas especiais devido ao contorno físico móvel. A matemática que descreve esse contorno móvel é altamente não linear em termos de carga de água subterrânea [ver página 141 de deMarsily (1986)], o que torna o problema impossível de ser resolvido analiticamente.

Para casos como esses, recorre-se às suposições de Dupuit e à equação de Boussinesq. Dupuit [1848, como citado em deMarsily (1986)] assumiu que o fluxo poderia ser tratado como horizontal nos aquíferos freáticos cujo lençol freático é levemente curvado. O fluxo horizontal implica em linhas equipotenciais verticais e uma velocidade uniforme (K é constante) ao longo da dimensão vertical. Utilizando-se essas suposições, um volume elementar representativo (curvilíneo, levando-se em conta o contorno curvado do lençol freático) e o princípio da conservação de massa, pode-se mostrar que a seguinte equação não linear governa a distribuição bidimensional da carga hidráulica num aquífero freático:

$$\frac{\partial}{\partial X} \left[K_x H \frac{\partial H}{\partial X} \right] + \frac{\partial}{\partial Y} \left[K_y H \frac{\partial H}{\partial Y} \right] + W(X, Y, t) = S_y \frac{\partial H}{\partial t} \quad (8.14)$$

A equação acima é chamada de equação de Boussinesq. Observe que a capacidade específica (S_y) leva em consideração os efeitos de armazenamento nos aquíferos freáticos. O produto da carga por suas derivadas torna a equação matematicamente não linear. É impossível solucioná-la analiticamente na forma em que se encontra, e o princípio da superposição não pode ser usado. A última restrição proíbe a soma de rebaixamentos individuais de dois poços bombeando em aquíferos freáticos para determinar o rebaixamento resultante. Isso pode ser feito em aquíferos confinados submetidos à interferência de poço, uma vez que a equação (8.12) é linear. Felizmente a situação é contornável. A equação (8.14) pode ser linearizada (fazer $H = b = H_0$, a espessura saturada inicial) quando o rebaixamento máximo é menor que 25% da espessura saturada inicial (Hantush, 1964). A equação resultante é idêntica à equação (8.12), se as seguintes substituições forem feitas:

$$\begin{aligned} S &= S_y \\ T_{xx} &= K_x b \\ T_{yy} &= K_y b \end{aligned} \quad (8.15)$$

Isso significa que uma solução matemática ou um modelo para aquífero confinado pode ser usado para descrever um aquífero freático, se o rebaixamento é relativamente pequeno e se são utilizados parâmetros de aquífero freático, ao invés de parâmetros de aquífero confinado. Se o rebaixamento é grande, como aqueles que podem ser encontrados em formações de baixa condutividade hidráulica (como, por exemplo, argilas arenosas), deve-se solucionar numericamente a equação de Boussinesq.

8.5 Soluções analíticas versus soluções numéricas

Depois de definirmos as condições iniciais e de contorno, temos duas opções para solucionar as equações (8.1) e (8.12): analítica ou numericamente. Em ambas as abordagens, devemos fornecer certos dados de entrada e certas condições, e teremos como dados de saída a variável dependente, H , como uma função das variáveis independentes X , Y e t (bidimensional) ou X , Y , Z e t (tridimensional). A Figura 8.2 ilustra simbolicamente o processo para problemas bi e tridimensionais.

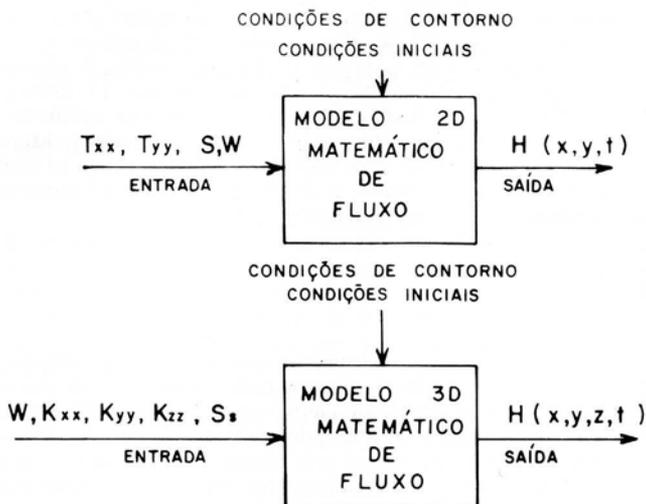


Figura 8.2 – Representação simbólica de modelação matemática, bi e tridimensional, de água subterrânea.

A abordagem analítica

A abordagem analítica usa técnicas de cálculo avançado, tais como métodos de transformações de integrais, para obter uma solução exata em termos, por exemplo, de senos, co-senos, exponenciais, e funções de erro (sistemas retangulares). Ocasionalmente, a solução final envolve uma integral que não pode ser reduzida a uma função conhecida ou tabelada e deve ser solucionada por integração numérica. A equação de Theis é um exemplo de um caso desses, em que a expressão final está em forma de integral exponencial que foi numericamente integrada e tabelada, como a "função do poço", $W(u)$ (Freeze e Cherry, 1979; Fetter, 1988).

Os modelos analíticos apresentam as seguintes vantagens:

1. têm soluções quase sempre estáveis e não estão sujeitas aos problemas de dispersão numérica que atormentam muitos modelos numéricos.
2. são fáceis de ser aplicados e não requerem nenhuma experiência prévia de modelação.
3. avaliam diretamente a carga em qualquer local e tempo, sem se ter que solucionar o modelo em outros locais ou em intervalos prévios de tempo.
4. lidam facilmente com condições de transmissividade anisotrópica.
5. podem ser programados sem dificuldades e brevemente, fornecendo programas computacionais rápidos que exigem pouca memória e que podem facilmente caber num computador IBM-PC.
6. podem produzir soluções exatas para o caso particular de parâmetros constantes. Eles são excelentes para checar a acuidade de programas numéricos complicados para o caso particular de transmissividades constantes mas anisotrópicas. Eles também permitem validarem-se programas numéricos sob condições de contorno heterogêneo que variam em tempo e espaço.

A abordagem analítica é poderosa mas apresenta algumas sérias restrições. Essa abordagem não suporta geologia heterogênea. As transmissividades nas direções X e Y podem ser diferentes quanto ao valor numérico (anisotropia), mas esses valores devem ser os mesmos dentro da região de interesse (homogeneidade). A abordagem analítica é baseada em sistemas de coordenadas ortogonais (existem 11 deles), tais como retangular, esférico, cilíndrico, etc. A maioria dos problemas em aquíferos pode ser aproximada com um desses sistemas. Contudo, pode-se querer simular exatamente um contorno que não é ortogonal, tal como uma superfície freática curva através de uma barragem heterogênea de terra. Nesses casos, a abordagem analítica é aproximada e pode ser usada somente fazendo-se suposições menos complexas.

A abordagem numérica

A abordagem numérica é o único método capaz de tratar geologia tanto anisotrópica quanto heterogênea. Os métodos numéricos mais comumente usados são o método de diferenças finitas (MDF) e o método de elementos finitos (MEF). Enquanto o MDF é conceitualmente simples, o MEF é considerado abstrato. Está além do escopo desse capítulo discutir esses métodos numéricos em detalhe. O objetivo aqui é comparar os métodos no sentido prático e propiciar ao leitor uma introdução à abordagem numérica utilizando o MDF como uma ilustração. Para maiores detalhes em modelação numérica ao nível introdutório, ver Franciss (1980), Mercer e Faust (1981) e Wang e Anderson (1982). Um artigo particularmente prático sobre problemas de calibração de modelo e de previsão dos resultados, pode ser encontrado em Freyberg (1988).

Método de diferenças finitas versus método de elementos finitos

Em ambos os métodos de EF e DF a equação diferencial parcial original é discretizada nas variáveis de espaço X, Y e Z. O MDF é uma representação discretizada em um ponto, ao passo que o MEF é uma representação discretizada sobre um área. O MDF fornece os valores de carga em certos pontos chamados nós, os quais estão localizados na malha definida pelo usuário dentro da região de interesse. Para conhecer uma carga em locais que não coincidem com um nó, deve-se interpolar esse valor. O MEF pode fornecer valores de carga sobre todo o domínio. No MDF o poço raramente coincide exatamente com um nó, assumindo-se então estar localizado no nó mais próximo. No MEF, um poço pode estar localizado virtualmente no seu local físico. No MEF, as condições de contorno de fluxo são introduzidas naturalmente na matemática e com muito mais acuidade que no MDF. Uma vantagem do MDF, contudo, é a existência de muito mais programas de computação para esse método, e eles (MDF) são muito mais fáceis de serem usados pelo hidrogeólogo ou hidrólogo médio, com modesto conhecimento em modelação. Para os problemas de fluxo de água subterrânea em que se usa a equação de difusão, que é bem comportada matematicamente, ambos os métodos fornecem essencialmente o mesmo resultado numérico quando funções básicas lineares e malhas regulares são usadas. A escolha, na maioria dos casos, recai sobre o método que é mais fácil para o usuário. A exceção mais importante para essa escolha é o caso de geologia anisotrópica, em que as direções principais da condutividade hidráulica (problemas tridimensionais) ou as da transmissividade (problemas bidimensionais, horizontais) variam em todo o aquífero. O método de diferenças finitas pode facilmente tratar geologia anisotrópica quando as direções principais de condutividade hidráulica são paralelas aos eixos X e Y da malha. Quando existem muitas áreas anisotrópicas, cada uma com direções principais diferentes, na prática, a única escolha são os elementos finitos. Os elementos finitos são também o método a ser

escolhido quando se devem levar em consideração, com acuidade, os contornos físicos do problema, tais como a superfície freática, antes mencionada, numa barragem. Felizmente, essas situações representam uma percentagem pequena do número total dos problemas de fluxo de água subterrânea que ocorrem rotineiramente.

Calibração versus verificação

Todo aquífero possui seu conjunto particular de "impressões digitais". Em duas dimensões, os aquíferos confinados são principalmente caracterizados por suas distribuições de transmissividade e de coeficiente de armazenamento. Depois de selecionar um modelo matemático apropriado, deve-se calibrá-lo com dados de campo que usualmente consistem de cargas observadas em diferentes locais da área, e em diferentes tempos. O modelador ajusta os parâmetros num modelo até que os dados observados sejam reproduzidos. Isso pode ser feito manualmente ou automaticamente, usando um critério de ajustamento tal como o da minimização dos erros quadráticos acumulados, que foi discutido numa seção anterior. O processo é conhecido como o problema inverso, uma vez que a variável geralmente prevista, a carga hidráulica, já é conhecida. Como já discutido nos testes de bombeamento, em alguns casos, as distribuições paramétricas ajustadas de T e S não são únicas. Uma configuração inteiramente diferente pode também, muito bem, prever a distribuição de carga observada. E aí que a experiência da parte do modelador, combinada com bons dados de campo sobre a geologia do aquífero, podem ajudar a decidir qual configuração faz mais sentido. A modelação não pode ser feita no computador de uma maneira mecânica e isolada; a modelação deve ser sempre temperada com experiência prática.

Uma excelente calibração, em que o modelo reproduz os dados observados, não garante que o modelo esteja correto. Um polinômio de oitavo grau poderia provavelmente realizar uma calibração igualmente boa, se o interesse fosse somente o de reproduzir os dados observados.

O verdadeiro teste de um modelo é a verificação. Isso acontece quando o modelador faz uma boa previsão da distribuição da carga hidráulica para um tempo futuro, sem ajustar os parâmetros do aquífero (estes são considerados como propriedades constantes do aquífero).

A calibração e a verificação podem ser melhor resumidas com um exemplo. Vamos assumir que temos um bom conjunto de dados do campo coletados entre 1960 e 1980. Damos a um modelador somente os dados de 1960 a 1970 para que ele calibre o modelo. Após ele determinar as distribuições de T e S que fornecem o melhor ajuste para os dados de campo observados, pedimos a ele que simule a distribuição da carga no aquífero entre 1970 e 1980. Não lhe é permitido ver os dados observados nesse período. Fornecemos a ele somente informações que distiguem o problema, tais como taxas de injeção/extração, taxas de recarga, níveis nos rios, etc. Quando o modelador termina, suas previsões são comparadas aos dados observados de 1980. Se existe uma coincidência aproximada nessa comparação, o modelo é considerado verificado. Infelizmente, são muito raros bons bancos de dados de água subterrânea, coletados durante vários anos. Ao contrário das águas superficiais, as águas subterrâneas movem-se tão devagar, e, além disso, sem serem vistas, que poucas agências do governo ou companhias privadas desejam dedicar seus recursos a um projeto que durará muitos anos. Isso significa que a maioria dos estudos publicados de modelação, que comparam as previsões do modelo aos dados observados de campo, são somente exercícios de calibração. Isso, é claro, é melhor do que não fazer comparação de todo, mas os usuários futuros do modelo deverão estar conscientes quando tomarem decisões baseadas num modelo que não foi ainda verificado.

Na modelação com diferenças finitas, a equação diferencial parcial é repartida ou discretizada em incrementos espaciais e temporais. Para ilustrar o processo, consideraremos um sistema aquífero retangular simples, consistindo de um rio principal, um pequeno tributário, poços municipais, alguns poços industriais, uma área residencial com tanques sépticos, um lago e uma fazenda com área irrigada. Um sistema de coordenadas retangulares é colocado sobre um mapa da área do sistema aquífero, como mostrado na Figura 8.3. O comprimento total do sistema aquífero na direção X é subdividido numa série de pequenos segmentos de comprimento ΔX . Similarmente, o comprimento total ao longo da direção Y é também subdividido em pequenos segmentos de comprimento ΔY . Para simplificar a discussão, faremos $\Delta X = \Delta Y$, o que produzirá a chamada malha regular. Dividiremos agora os comprimentos de interesse nas direções X e Y por ΔX para obtermos o número de colunas verticais e linhas horizontais de que precisaremos para construir uma malha que corresponda ao nível de discretização que escolhemos.

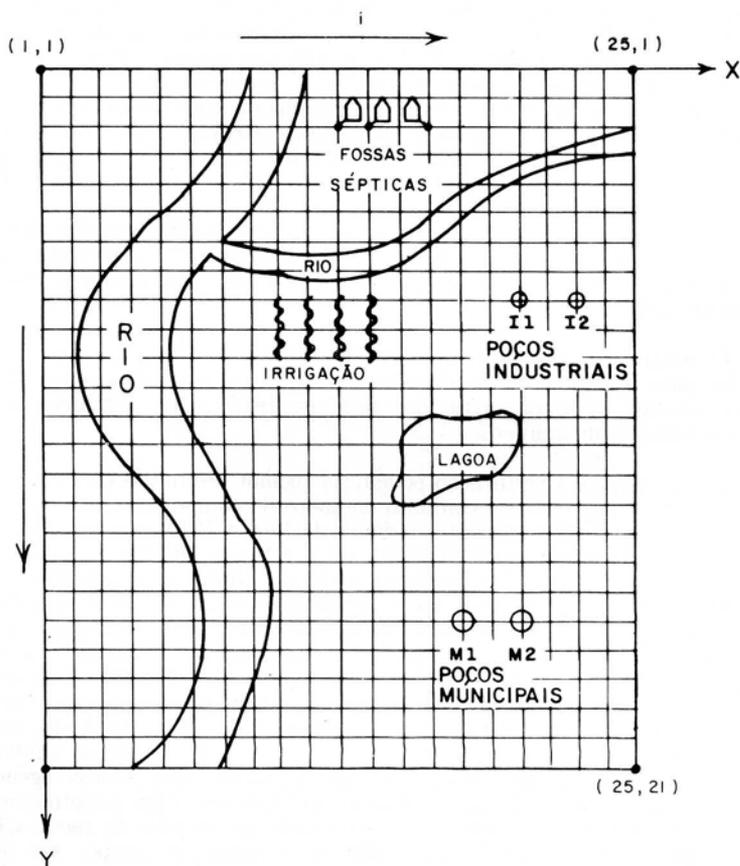


Figura 8.3 – Exemplo de malha de diferenças finitas para simular problemas de fluxo de água subterrânea local.

Tamanho da malha

Podemos demonstrar que, quando o tamanho dos espaçamentos (segmentos) da malha (ΔX) tender a zero, a solução numérica tenderá à solução exata (que, para o caso de parâmetros constantes, tais como transmissividades, é a solução analítica). Embora a solução numérica se torne mais acurada à medida que o tamanho da malha vai diminuindo, isso aumenta o número de nós, as exigências com relação ao tamanho da memória do computador e o tempo de processamento. Por exemplo, se usarmos espaçamentos de 1 centímetro, na simulação de uma área de 100 metros por 100 metros, teremos 100 milhões de nós. Para resolvermos esse problema dentro de um tempo razoável, precisaríamos de um supercomputador tal como o Cray. Por essa razão, devem-se usar espaçamentos maiores. Em simulações de fluxo regional de áreas de milhares de quilômetros quadrados, são comuns os espaçamentos de um ou dois quilômetros. Na prática, os tamanhos da malha tendem a ser menores do que 100 colunas por 100 linhas (10000 nós) com muitos problemas de fluxo sendo solucionados adequadamente com muito menos nós. Os tamanhos da malha precisam ser bastante pequenos quando existem gradientes fortes, senão a aproximação numérica incorre muito em erro. Por exemplo, se existe uma malha grossa (espaçamentos de 100 metros) em torno de um poço que desenvolveu um íngreme cone de depressão, o modelo numérico pode estimar uma linha reta entre dois pontos de nó quaisquer, como ilustra conceitualmente a Figura 8.4.

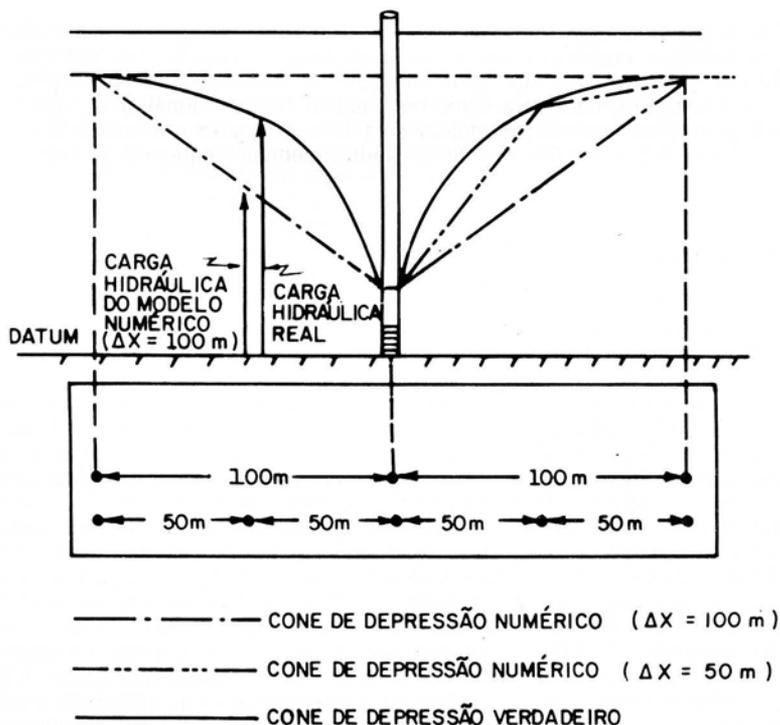


Figura 8.4 – Efeito do tamanho da malha sobre a previsão da carga próxima ao poço.

O resultado é uma aproximação em linha reta para um cone de depressão que é altamente curvo. As cargas previstas nas proximidades do poço estarão completamente erradas. À medida que adicionamos mais nós (por exemplo,

espaçamentos de 50 metros) nas proximidades do poço, podemos traçar dois dos segmentos mencionados, ao invés de um, melhorando notavelmente a aproximação. A proporção que adicionarmos mais nós, traçaremos progressivamente segmentos menores até que, unindo esses segmentos, nos aproximaremos da verdadeira curva do cone de depressão. Note que a Figura 8.4 é um modelo conceitual para esclarecer o fenômeno e não o processo exato que todos os modelos usariam.

Nós centrados em malha versus nós centrados em blocos

A malha na Figura 8.3 é composta por 25 colunas e 21 linhas. Onde uma reta vertical (de coluna) cruza uma reta horizontal (de linha), é estabelecido um nó centrado em malha. Uma alternativa são os nós centrados em blocos (espaçamentos), em que os nós são situados no centro de cada bloco. Embora exista pouca diferença prática entre esses tipos de nós, o nó centrado em malha é mais fácil de ser usado quando condições de carga constante, do primeiro tipo, são especificados no contorno. Já o nó centrado em bloco tende a ser mais conveniente para condições de contorno do segundo tipo, em que o fluxo ($L^3/L^2/T$) é especificado. Para os modeladores iniciantes, o nó centrado em malha tende a ser mais fácil de ser usado.

Simulação numérica sob condições heterogêneas

Como já se viu antes, quando se deseja levar em consideração uma geologia heterogênea, os modelos numéricos são a única abordagem viável, uma vez que os modelos analíticos estão restritos aos casos homogêneos, isotrópicos ou anisotrópicos. Apenas a título ilustrativo, consideraremos um modelo bidimensional para aquíferos confinados. Os princípios, contudo, estendem-se a três dimensões e a outros tipos de aquíferos. A Figura 8.2 mostra que modelos bidimensionais requerem as seguintes informações de entrada:

1. $T_{xx}(X,Y)$
 2. $T_{yy}(X,Y)$
 3. $S(X,Y)$
 4. $W(X,Y,t)$
 5. Condição inicial
 6. Condições de contorno
- (8.16)

Essas informações devem ser especificadas em cada um dos nós da malha. Todos os nós terão transmissividades e coeficiente de armazenamento especificados, com W sendo especificado somente no caso da existência de um poço; drenança em rio ou lago; drenança de aquíferos sotopostos ou sobrepostos; e recarga distribuída, como pode ser o caso de irrigação ou precipitação. Além disso, as condições de contorno devem ser especificadas em todos os nós externos. Essas condições são tipicamente carga constante e fluxo especificado. Os rios são tipicamente modelados como cargas constantes. Uma maneira de obter numericamente uma condição de carga constante em um nó é atribuir um valor bastante grande ao coeficiente de armazenamento (10^{15} , por exemplo). Isso garante que o nó não vai "secar" e que a carga permanecerá constante. As condições de fluxo constante podem ser numericamente fornecidas, estabelecendo-se uma série de poços de injeção ao longo de um contorno de fluxo. Uma vez que fluxo é definido como taxa volumétrica por unidade de área, utiliza-se a taxa de fluxo desejada (usualmente baseada em dados de campo) e a área de interesse (definida pelos espaçamentos dos nós (ΔX ou ΔY) e pela espessura do aquífero), para calcular a taxa de injeção do poço. Para evitar a dificuldade de definir essas condições de contorno (especialmente no caso de fluxo), muitos modeladores estendem suas malhas para bem longe das áreas de interesse para obterem condições de contorno de não fluxo (isto é, as cargas permanecem em suas condições iniciais). Essa

abordagem, contudo, dará resultados desastrosos se o maior stress no sistema for um fluxo importante no contorno (por exemplo, escoamento oriundo de superfícies altas que infiltra ou fluxo oriundo de áreas montanhosas nas proximidades do contorno).

Condições de estado não estacionário

Para simulações de estado não estacionário de carga hidráulica, uma distribuição de carga inicial deve ser especificada em cada nó. Isso pode representar um problema, se não existirem dados de campo. Como já foi referido, se o rebaixamento for simulado, ao invés da carga hidráulica, esse problema pode ser eliminado, uma vez que o rebaixamento inicial será zero em todos os nós.

Condições de estado estacionário

Para obter condições de estado estacionário, deve-se eliminar a derivada da carga em relação ao tempo. Isso pode ser obtido fazendo-se o coeficiente de armazenamento ser zero em todos os nós (o que eliminará a derivada de tempo, como pode ser visto nas equações (8.1) e (8.12) ou usar um intervalo de tempo bastante grande (a derivada $\Delta H/\Delta t$ é aproximadamente zero quando Δt é um valor grande, como por exemplo, 10^{15}).

Saída de modelo

Como mostra a Figura 8.2, o modelo produz a variável dependente, isto é, a carga hidráulica, em todos os nós, para cada intervalo de tempo. Essa distribuição de carga pode ser usada de várias maneiras. Mais comumente, será plotada através de um pacote de contorno gráfico bidimensional, para produzir um mapa potenciométrico para análises futuras. Pode também ser plotada como uma superfície tridimensional, para que os resultados sejam melhor interpretados. No caso de delineação de áreas de proteção da zona de contribuição do poço, a distribuição de carga será enviada para um modelo de "acompanhamento de partículas" de água ("particle tracking"), o qual estabelece contornos de tempo de trânsito usando a distribuição de carga, a distribuição de condutividade hidráulica, a distribuição de porosidade efetiva e a lei de Darcy. Para estudos de transporte de contaminantes, a distribuição de carga será diferenciada numericamente, para eventualmente calcular as velocidades de água subterrânea em cada nó:

$$V_x = -\frac{K_x}{n_{ef}} \frac{\partial H}{\partial X} \quad V_y = -\frac{K_y}{n_{ef}} \frac{\partial H}{\partial Y} \quad (8.17)$$

Essas velocidades serão importadas pelo modelo de transporte de contaminantes que fará a previsão da distribuição bidimensional de um poluente.

Garantia e controle de qualidade na seleção de modelos

O International Groundwater Modeling Center do Holcomb Institute na Universidade de Butler em Indianápolis, Indiana, catalogou mais de 400 modelos de fluxo e de transporte do mundo inteiro (van der Heijde, 1984). Mais de 50% desses modelos são de fluxo, todos baseados na variação uni, bi ou tridimensional da equação (8.1). Nesse mesmo estudo, 58% dos modelos de fluxo são classificados como usáveis, sendo que 22% possuem suporte técnico disponível. Com tantos modelos que podem ser escolhidos, como selecionar um modelo que garanta qualidade? Para simulações de fluxo bidimensionais simples, existem muitas escolhas adequadas, incluindo Prickett e Lonquist (1971), Trescott, Pinder e Larson (1976) e Kinzelbach (1986). Para a

modelação tridimensional (ou bidimensional), MODFLOW, desenvolvido no U.S. Geological Survey por McDonald e Harbaugh (1988), é o modelo mais usado. Quando o problema de fluxo envolve descontaminação de resíduos perigosos, a escolha torna-se mais difícil, uma vez que pequenos erros podem acarretar grandes custos de descontaminação. Escolher um modelo de fluxo para estudar um depósito proposto de rejeito nuclear ou uma área proposta para rejeitos perigosos constitui exemplos de escolhas difíceis, devido a um certo exame minucioso posterior, usualmente feito por um público desconfiado e cada vez mais instruído em assuntos técnicos.

O roteiro a seguir oferece sugestões para guiar a decisão do usuário:

1. se for um modelo para ser usado em casos a serem julgados na justiça, selecione um que possua o prestígio de uma agência do governo federal ou estatal amparando-o, ou um modelo de uma companhia de consultoria renomada, que já o testou numa corte de justiça. Como uma testemunha habilitada, seu modelo tem que ser qualificado. Declarando que é, por exemplo, do Governo dos Estados Unidos, toma-se emprestado prestígio para o caso jurídico em questão e automaticamente qualifica-se o modelo. Pode-se ter um modelo desconhecido, mas tecnicamente melhor do que um do governo, mas pode-se acabar tendo que gastar mais tempo defendendo esse modelo desconhecido do que os pontos importantes do caso.
2. o modelo deve vir acompanhado de um manual do usuário, que explica suas capacidades, limitações, e todas as suposições usadas para descrevê-lo.
3. o modelo deve ser validado comparando-o a uma solução analítica para o caso particular de coeficientes constantes e de mesmas dimensões em espaço (um modelo numérico tridimensional deve ser comparado a uma solução analítica em três dimensões). As condições de contorno heterogêneas que variam em tempo e espaço devem ser usadas quando for possível.
4. o modelo deve ser testado quanto ao tempo de processamento requerido para determinado problema e quanto à acuidade de seus resultados, comparando-o a um outro modelo numérico.
5. para problemas controversos, escolha um modelo que possua um histórico publicado, que pode ser citado como evidência de sua eficácia.

8.6 Aplicações práticas de modelação de água subterrânea

A finalidade desse item é apresentar exemplos de saídas de alguns dos principais modelos de fluxo de água subterrânea que são usados na prática pelas agências do governo e por companhias de consultoria, principalmente em países mais adiantados, com aplicações crescentes no Brasil.

Modelos analíticos de Princeton

Os modelos analíticos de Princeton (Cleary e Unga, 1978; Cleary et alii, 1989) são uma coleção de dez modelos analíticos de fluxo e de transporte de massa. Muitos são solucionados para condições de contorno heterogêneo no espaço e no tempo e por isso são muito populares na validação de modelos numéricos sofisticados. Originalmente escritos para computadores IBM de grande porte ("mainframe"), eles foram recentemente reescritos e encontram-se disponíveis em disquetes para o uso em IBM-PC. Foram incorporadas capacidades gráficas que permitem entradas de dados, plotagens de contornos, perfis verticais ou plotagens de carga versus tempo.

O modelo 10 dessa coleção é de fluxo bidimensional, anisotrópico, de estado não estacionário e que é uma versão para aquíferos homogêneos (as transmissividades podem ser removidas a partir de derivadas) da equação (8.12) com poços de injeção/extração representados pela seguinte expressão para $W(X, Y, t)$:

$$W = \sum_{i=1}^N Q_i \delta(X - X_i) \delta(Y - Y_i) \quad (8.18)$$

A solução analítica para esse caso é:

$$H = H_0 + \frac{1}{4 \pi \sqrt{T_{xx} T_{yy}}} \sum_{i=1}^N Q_i W(U_i) \quad (8.19)$$

onde $W(U_i)$ é a função do poço tabelada (Fetter, 1988; Todd, 1980; Freeze e Cherry, 1979) usada na solução de Theis. Para muitos poços sob condições anisotrópicas, U_i é dado por:

$$U_i = \frac{S}{4 t} \left[\frac{(X - X_i)^2}{T_{xx}} + \frac{(Y - Y_i)^2}{T_{yy}} \right] \quad (8.20)$$

Simulação de dois poços de injeção e de dois poços de extração

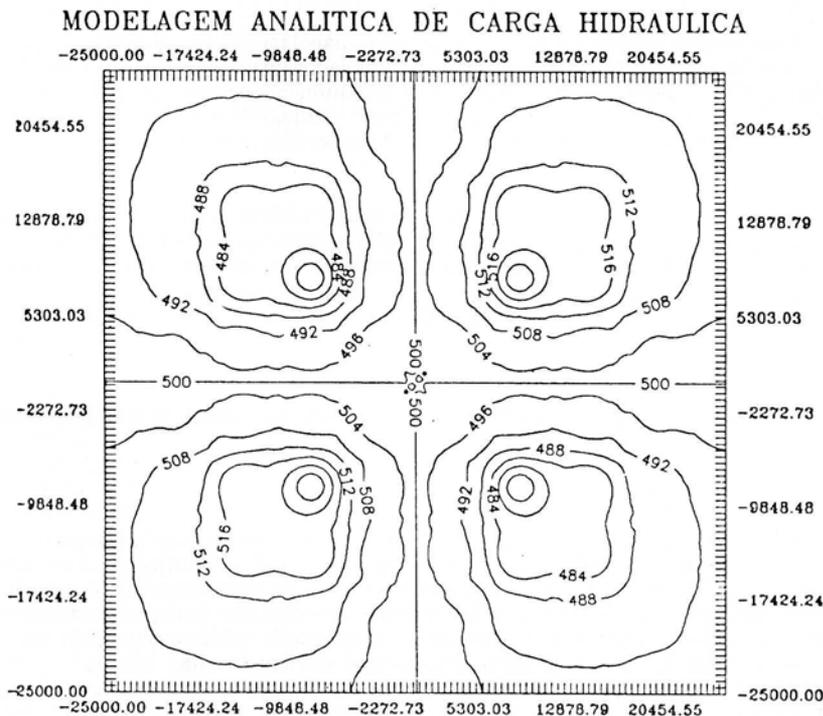


Figura 8.5 – Simulação da distribuição de carga a partir de dois poços de injeção e dois poços de extração, usando-se o modelo analítico nº 10 de Princeton.

A Figura 8.5 ilustra uma aplicação dessa solução simulando a distribuição bidimensional de carga (em metros acima de um certo datum) resultante de dois poços de injeção e de dois poços de extração. Embora tais modelos analíticos estejam limitados pela geologia homogênea, são extremamente úteis para análises preliminares rápidas de hidráulica de poços em aquíferos. Também são úteis na preparação da seleção de parâmetros de modelos numéricos, para posteriores tentativas nos computadores de grande porte ("mainframes"), em que cada simulação poderia custar muitas centenas de dólares.

Modelo de simulação de aquífero, de Prickett–Lonnquist: PLASM

PLASM (Prickett e Lonnquist, 1971) é como é conhecido esse modelo de fluxo bidimensional, de estado estacionário, heterogêneo e anisotrópico. O modelo usa um esquema implícito modificado de direção alternada para solucionar a equação (8.12) por diferenças finitas. Pode lidar com aquíferos confinados (drenantes ou não drenantes) como também com aquíferos freáticos, e leva em consideração taxas de bombeamento variáveis, evapotranspiração, infiltração induzida, taxas variáveis de recarga e conversão de coeficientes de armazenamento (quando a superfície piezométrica cai abaixo da camada confinante superior transformando aquela área de aquífero confinado em aquífero freático).

Esse modelo de fluxo, PLASM, é talvez o mais largamente usado no mundo inteiro. No Brasil, um dos primeiros exemplos publicados utilizando-se PLASM é a simulação do aquífero Beberibe no Estado de Pernambuco (Alvarez et alii., 1980). Costa (1982) foi um dos primeiros a publicar resultados utilizando o modelo citado para simular os efeitos de recarga, através de irrigação por aspersão, num aquífero.

A documentação que acompanha o modelo PLASM, contida na referência acima, é reconhecida como o melhor exemplo no que se refere à maneira de escrever-se um manual de modelação matemática. Cada feição do modelo é cuidadosamente documentada e ilustrada com saída gráfica. Na maioria dos casos, os resultados numéricos são validados com uma solução analítica, para ilustrar a acuidade do modelo.

Simulação de descontaminação de aquífero com um poço de injeção e dois poços de extração

A Figura 8.6 ilustra uma aplicação do PLASM para simular a distribuição da carga hidráulica resultante de dois poços de extração e um poço de injeção. O gráfico foi produzido utilizando-se um pacote de plotagem de superfície tridimensional e dados de carga distribuída produzidos por PLASM. A figura mencionada ilustra a abordagem gráfica dentro dos esforços atuais da modelação. A visualização tridimensional da saída dos resultados do modelo torna a análise técnica mais eficiente e mais rápida do que simples gráficos ou tabelamento convencional de dados. Ocorre também uma melhora mensurável do sucesso dos projetos técnicos, uma vez que atraem, mais do que atrairiam sem essa visualização, os interesses e o apoio de uma ampla faixa de pessoas técnicas/políticas/leigas.

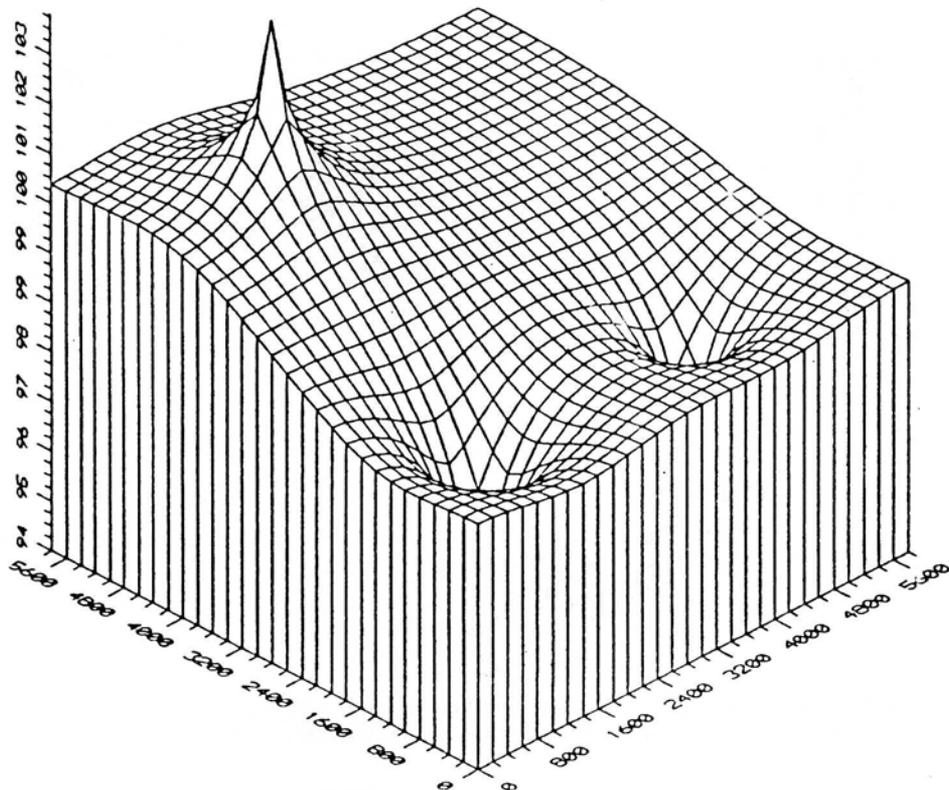


Figura 8.6 – Plotagem tridimensional da superfície de carga hidráulica, a partir de dois poços de extração e um poço de injeção, usando-se PLASM.

Par de poços de injeção-extração

As Figuras 8.7 e 8.8 mostram respectivamente uma superfície de contorno tridimensional e bidimensional, ambas resultantes da simulação de um par de poços de injeção-extração. As duas plotagens foram produzidas com o mesmo arquivo de distribuição de carga hidráulica. Tais pares são usados nos esquemas de descontaminação de hidrocarbonetos, para removerem componentes residuais de gasolina no aquífero. A água subterrânea contendo alguma quantidade de gasolina dissolvida é bombeada, tratada e reinjetada no aquífero, após a adição de oxigênio e nutrientes. À medida que a água recircula no aquífero, bactérias biodegradam os componentes de gasolina na presença de oxigênio e nutrientes. Uma variante desse esquema é injetar água oxigenada ou peróxido de hidrogênio em locais selecionados do aquífero. PLASM pode ajudar no projeto desse esquema, uma vez que permite ao modelador experimentar uma variedade de locais alternativos para os poços. Em projetos mais sofisticados, os resultados sobre a carga poderiam ser diferenciados seguindo-se a equação (8.17) e usados como dados de entrada num modelo de transporte de massa bidimensional, o qual é capaz de simular biodegradação (Konikow e Bredehoeft, 1978; Rifai et alii., 1987).

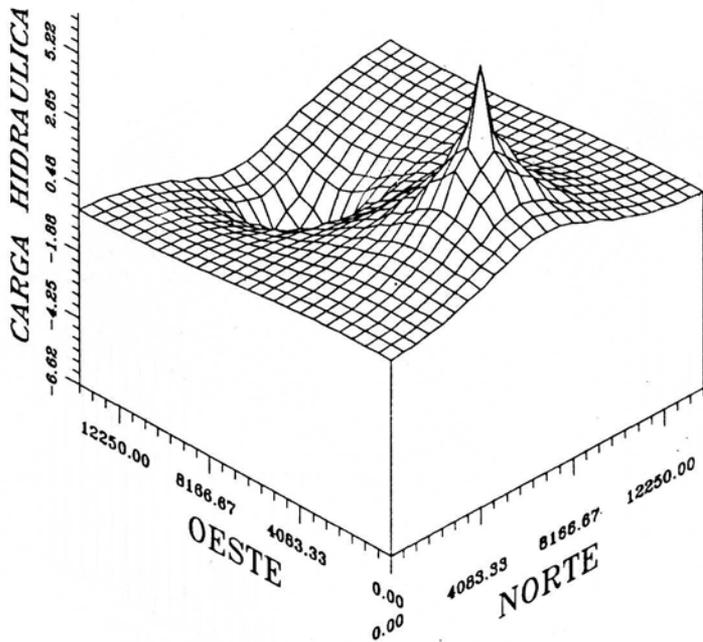


Figura 8.7 – Plotagem tridimensional da superfície de carga hidráulica, com títulos nos eixos, a partir de um poço de extração e de um poço de injeção.

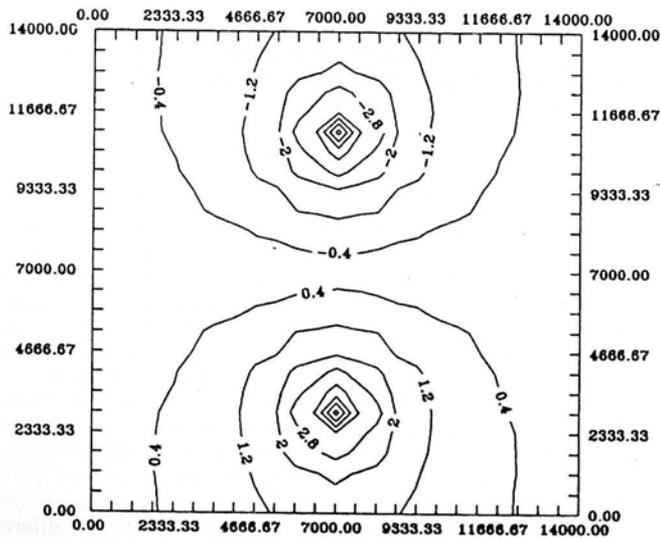


Figura 8.8 – Plotagem bidimensional de contorno, usando-se os mesmos dados da Figura 8.7.

Modelo bidimensional de fluxo, de estado não estacionário, de Kinzelbach

Kinzelbach (1986) apresentou um modelo bidimensional de fluxo de água subterrânea, de estado não estacionário, similar ao PLASM de Prickett e Lonquist. A diferença entre os dois modelos está na entrada dos dados. PLASM foi originalmente desenvolvido para computadores de grande porte ("mainframe") na época em que a entrada de dados se dava através dos cartões de 80 colunas e não existiam monitores individuais de computador. Embora tenha sido reescrito para IBM-PCs, o programa continua a exigir o rígido estilo de arquivos de entrada de dados em colunas. Se um valor inteiro do dado está uma coluna fora do alinhamento, o programa não irá rodar ou estará rodando e incorrendo em erro. O modelo de Kinzelbach, por outro lado, foi desenvolvido para um IBM-PC, e como tal aproveita as capacidades gráficas dos monitores de computador. Dados paramétricos são introduzidos através de uma malha de pontos no monitor do PC. O usuário pode "ver", rapidamente, e com mais interação entre ele e o computador, a área física e os dados de entrada, tais como transmissividade ou coeficiente de armazenamento. As condições de contorno de carga constante são também rapidamente introduzidas pela simples definição do valor da carga num nó, e a rápida pressão da letra M (para "mesmo valor") em cada nó que mantém o valor anteriormente definido. O desenho gráfico interativo do modelo encoraja aqueles que possuem muito conhecimento em água subterrânea – mas nenhum sobre computadores – a usar o modelo e aplicar suas vastas experiências.

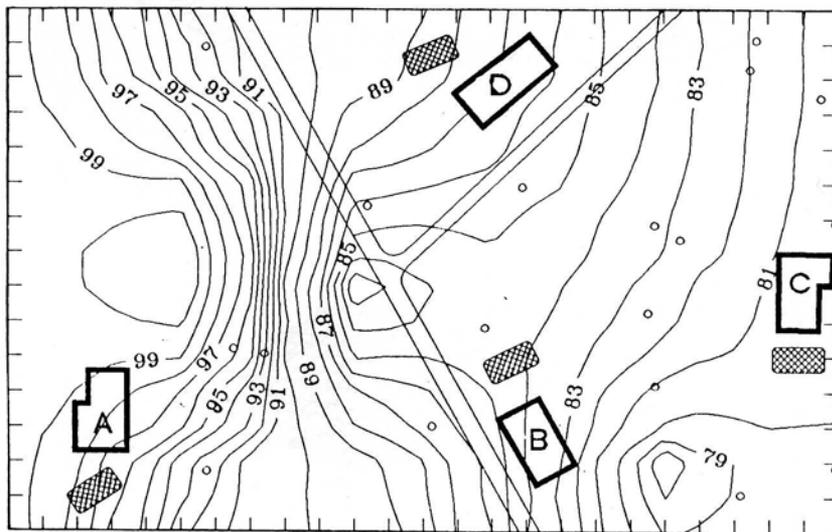


Figura 8.9 – Distribuição bidimensional de carga, simulada com o modelo de fluxo de Kinzelbach e plotado sobre um mapa de área, gerado pelo programa AUTOCAD.

A Figura 8.9 mostra um mapa de uma área com quatro indústrias e alguns poços de observação os quais foram criados com AUTOCAD (o programa de Computer-Aided-Design mais utilizado no mundo). O modelo bidimensional de fluxo de Kinzelbach foi usado para simular a distribuição de estado estacionário de carga, a qual foi posteriormente enviada para o programa de contorno chamado Golden Software, onde um mapa de contorno foi produzido e então convertido num arquivo DXF (esse é um formato padrão para o intercâmbio de gráficos entre diferentes programas de aplicação). O arquivo DXF foi importado pelo AUTOCAD e sobreposto

ao mapa da área para produzir um mapa potiométrico adequado para um relatório técnico. A mesma figura ilustra o poder dos computadores pessoais do tipo IBM. Há somente alguns anos atrás, tais mapas poderiam levar horas ou dias para serem produzidos. Hoje, eles podem ser feitos em pouco tempo; e o que é mais atraente, podem-se obter quantas cópias sejam desejadas, em qualquer tamanho e com qualquer modificação sendo realizada rapidamente. Cleary e Cleary (1988) mostram o uso de AUTOCAD para produzir mapas de áreas com plumas de poluição tridimensionais superpostas.

A Figura 8.10 mostra outro modo de apresentação dos mesmos resultados obtidos na Figura 8.9. Manipulando-se o fator de escala da dimensão Z no programa SURF do Golden Software, pode-se "esmagar" um gráfico de superfície tridimensional transformando-o num mapa de contorno que pode ser colocado sobre o gráfico original de superfície. O resultado é um gráfico sinérgico, que pode ser muito eficaz em apresentações técnicas.

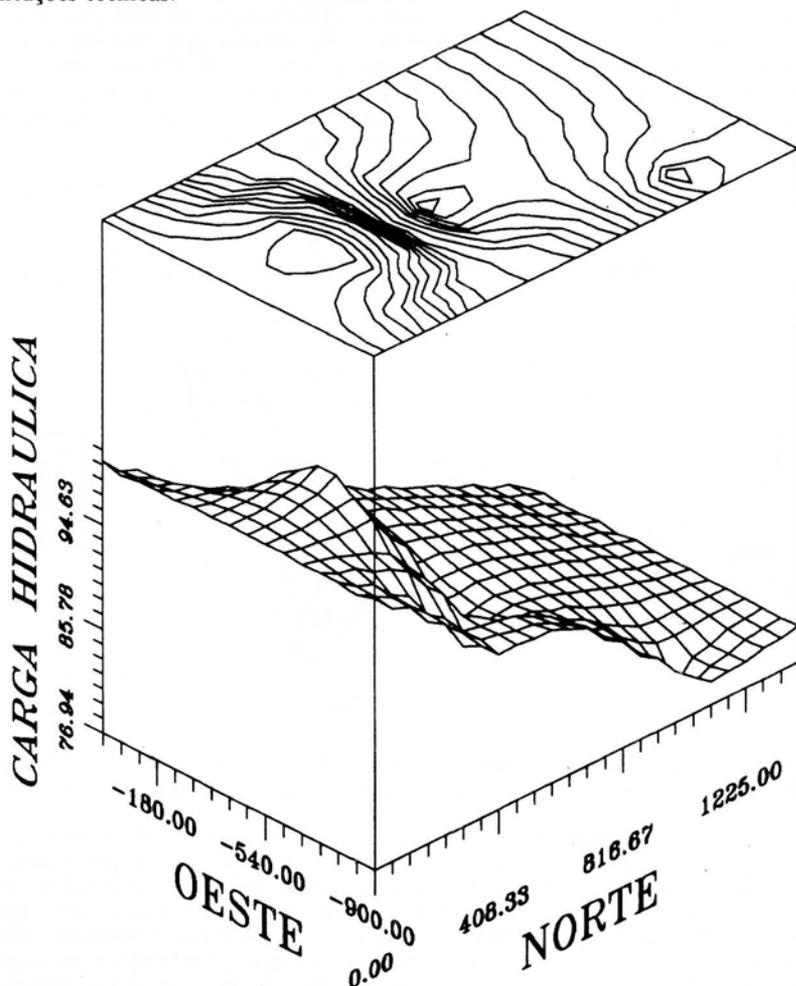


Figura 8.10 – Mapa de contorno e de superfície da carga hidráulica, usando-se os mesmos dados da Figura 8.9.

Nos exemplos anteriores vimos algumas plotagens de contornos, mas não havia indicação das direções do fluxo de água subterrânea. Plotagens de linhas de fluxo intersectando linhas equipotenciais são conhecidas como redes de fluxo e são um dos melhores meios de ilustrar taxas e direções de fluxo de água subterrânea. Uma excelente explicação, bastante clara, da teoria e construção das redes de fluxo pode ser encontrada em Fogg e Senger (1984). Sob condições isotrópicas e onde não há exagero na escala da plotagem, as linhas de fluxo serão normais às linhas equipotenciais. Sob condições de geologia anisotrópica ou onde existe exagero na escala vertical de plotagem (muito comum em água subterrânea, onde, numa dada região de interesse, as dimensões verticais são freqüentemente dez ou vinte vezes menores do que as dimensões horizontais), as linhas de fluxo não são mais normais às linhas equipotenciais. Sob essas condições, a construção à mão da rede de fluxo não é uma tarefa fácil.

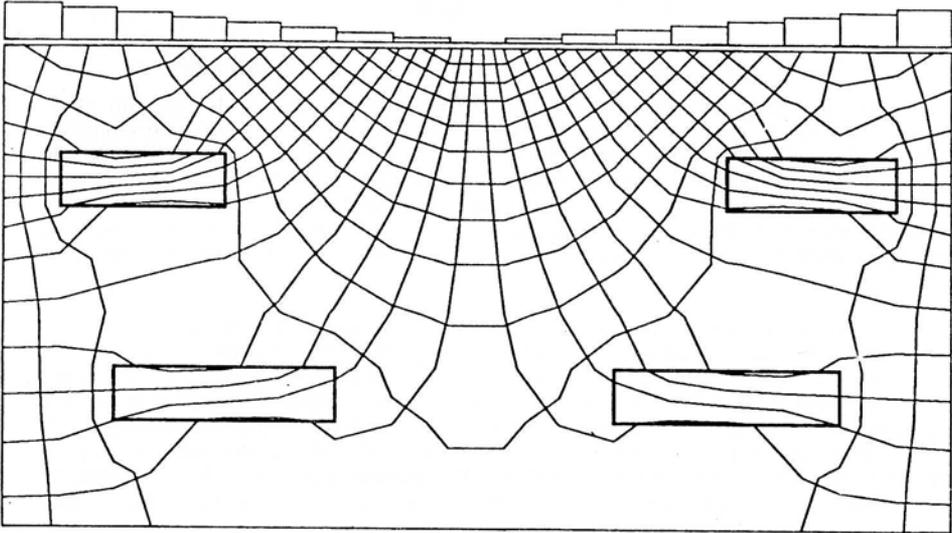


Figura 8.11 – Rede de fluxo bidimensional em secção transversal vertical de um rio efluente, com quatro lentes permeáveis.

A Figura 8.11 mostra uma rede de fluxo para um aquífero anisotrópico e heterogêneo, no qual existem quatro lentes permeáveis abaixo de um rio efluente. Para construir cuidadosamente à mão essa rede de fluxo, poder-se-ia levar horas, talvez dias. A figura foi gerada num microcomputador IBM-PC/AT em menos de 30 segundos, utilizando-se um impressionante programa chamado FLOWNET (Engelen e Jones, 1986). FLOWNET está baseado na versão de estado estacionário da equação (8.12), com W igual a zero. Esse programa pode simular redes de fluxo para aquíferos que estão sujeitas a condições de contorno do primeiro tipo e/ou não fluxo. Anisotropia e heterogeneidade são facilmente manejadas, assim como exagero na escala vertical. Os cálculos de taxa de fluxo em qualquer local podem ser feitos rapidamente. Uma vez que a construção da rede de fluxo está baseada na teoria do potencial, não é possível trabalhar com fontes e/ou sumidouros internos tais como poços. Flownet é particularmente útil para a simulação de problemas de fluxo regional com topografia ondulada e lentes (por exemplo, as situações simuladas por Toth, 1962, 1963; Freeze e Witherspoon, 1967, 1968).

Geração bidimensional, semi-analítica, de linhas de fluxo advectivas: modelo de linhas de fluxo de Bear-Verruijt

Bear e Verruijt (1987) apresentaram um modelo bidimensional de linhas de fluxo desenvolvido para um IBM-PC. Como o nome indica, os modelos de linhas de fluxo simulam e plotam os caminhos do fluxo que a água irá seguir em resposta aos poços de bombeamento/injeção e ao fluxo regional. Esses autores também apresentaram um segundo modelo, ao qual eles sobrepõem um modelo de trajetória aleatória ("random walk") ao modelo deles de linhas de fluxo, para prever o espalhamento dispersivo de contaminantes quando poços de bombeamento são usados para descontaminar um aquífero. A abordagem dos autores é chamada semi-analítica uma vez que combina uma solução analítica com um modelo numérico. Uma solução analítica para a distribuição de carga é diferenciada pela lei de Darcy para fornecer as velocidades nas direções X e Y. Estas são então substituídas nas equações, mostradas a seguir, para calcularem as novas posições das partículas de água no plano horizontal:

$$dX = V_x dt \quad dY = V_y dt \quad (8.21)$$

Usualmente as expressões analíticas para V_x e V_y são tais que se deve fazer uma integração numérica para obter os novos locais das partículas de água no plano horizontal, após um certo intervalo de tempo. Por essa razão, o método é chamado semi-analítico. Bear e Verruijt (1987) usam um esquema de dois pontos de Runge-Kutta para realizar essas integrações. Estritamente falando, o modelo é para fluxo infinito, em estado estacionário, nos aquíferos confinados de extensão infinita, isotrópicos e homogêneos. Se o rebaixamento, contudo, é pequeno em relação à espessura saturada, pode-se usar o modelo para fins de estimativa em aquíferos freáticos.

A descontaminação de aquíferos está se tornando nos Estados Unidos o método de escolha para quando a água subterrânea poluída com rejeitos tóxicos ameaça os suprimentos municipais de água. Um método usualmente utilizado são poços bombeando para capturar a pluma. Em muitos casos, a água extraída é tratada e injetada a montante para aumentar a eficiência do projeto de descontaminação. Os modelos de Bear e Verruijt estão sendo usados por companhias de consultoria para fazer projetos preliminares de esquemas de descontaminação, quando as restrições citadas sobre a geologia e o fluxo são apropriadas. Se elas não forem apropriadas, será preciso usar modelos numéricos.

A Figura 8.12 mostra um esquema típico de descontaminação, com dois poços, um injetando e outro bombeando, numa área de 1000 metros por 600 metros de largura, com um fluxo regional movendo-se da esquerda para a direita. O fluxo regional é de 1 metro/dia, estando o poço de injeção localizado a montante do poço bombeando. As taxas de injeção e de bombeamento são ambas iguais a 1920 m³/dia. Os quadrados pretos sobre as linhas de fluxo são indicadores do tempo de trânsito de 200 dias. O gráfico impresso é uma reprodução do que se obteve, rodando o modelo, na tela de um monitor de resolução CGA (Color Graphics Adapter: 640 X 200 pixels). A reprodução foi feita utilizando-se um comando comumente usado em PCs para obter gráficos simples, o que explica a falta de suavidade nas linhas.

A Figura 8.13 mostra um único poço bombeando 1600 m³/dia numa área de 1000 metros por 600 metros de largura. O fluxo regional é da esquerda para a direita a uma velocidade de 2 metros/dia. Existe uma única fonte de contaminação localizada na parte esquerda inferior da figura. Essa fonte pontual é modelada com um modelo de trajetória aleatória ("random walk"), o qual introduz e move partículas para simular o movimento da poluição no aquífero. Observe que essa fonte pontual está localizada dentro da área delimitada pelas linhas de fluxo mais exteriores que são

capturadas pelo poço. Se a dispersão não fosse considerada e o fluxo advectivo fosse o único mecanismo de transporte, as partículas poluentes dentro da área mencionada seriam capturadas pelo poço. Observa-se, porém, que cerca de 4% da poluição escapa devido aos efeitos dispersivos causados, nesse caso, pela relativamente alta velocidade regional. O modelo de trajetória aleatória ("random walk") simula esses efeitos de dispersão e os sobrepõe ao modelo de linhas de fluxo. Dos muitos modelos de linhas de fluxo à escolha, esse é um dos poucos que permitem a simulação dos efeitos de dispersão de contaminação.

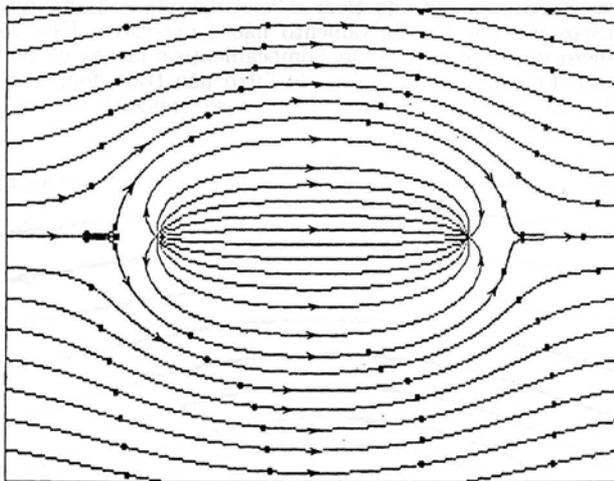


Figura 8.12 – Padrão de linha de fluxo gerado por um par de poços de injeção-extração sob fluxo regional de água subterrânea.

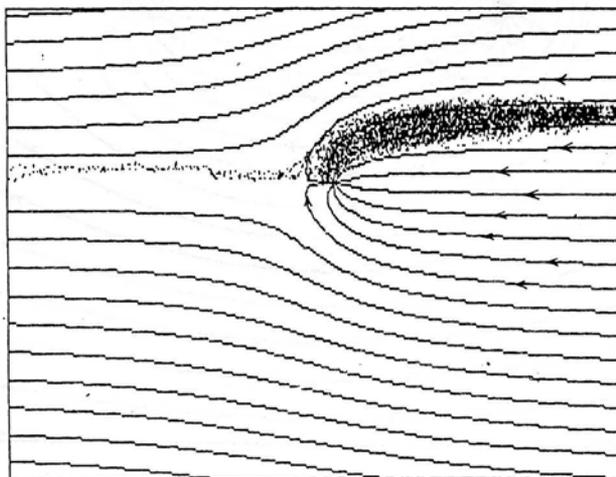


Figura 8.13 – Simulação do movimento de contaminação superposto ao padrão de linha de fluxo de um único poço de descontaminação.

RESSQ: transporte advectivo, bidimensional, de estado estacionário

O RESSQ foi um dos primeiros programas bidimensionais de linhas de fluxo (Javandel et. alii., 1984). Esse programa é principalmente usado na avaliação de esquemas de descontaminação de aquíferos que usam poços de bombeamento para a captura de plumas (Javandel e Tsang, 1986). Trata-se de um modelo bidimensional de estado estacionário para aquíferos confinados, isotrópicos e homogêneos. O modelo não inclui efeitos de dispersão mas leva em conta retardamento linear (por exemplo, adsorção linear de orgânicos hidrófobos). Embora seja estritamente aplicável a aquíferos confinados, como o modelo de Bear e Verruijt, ele é usado rotineiramente para aquíferos freáticos em que o rebaixamento não é excessivo. Esse modelo pode tratar qualquer número de poços de injeção/bombeamento e lagoas de recarga/lagoas industriais (a maioria dos modelos de linhas de fluxo não trata fontes tão grandes). Usando-se a teoria da imagem de poço, podem-se modelar também barreiras impermeáveis e rios de carga constante.

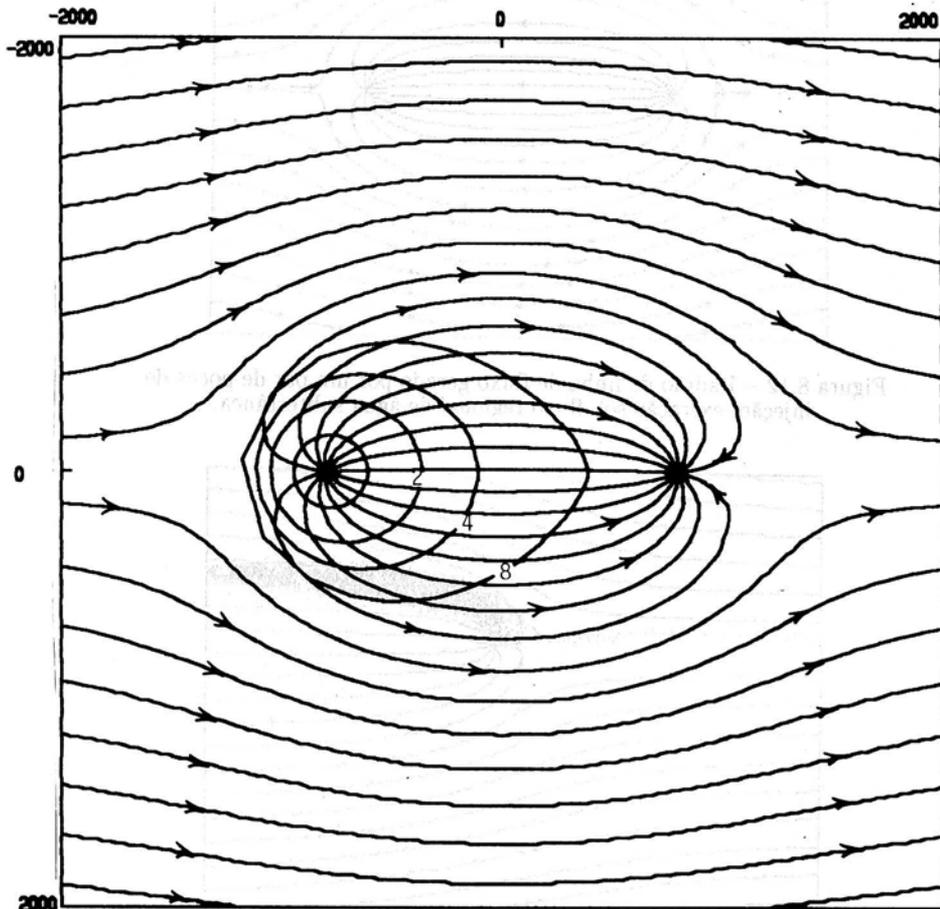


Figura 8.14 – Linhas de fluxo e frentes de igual tempo (2, 4 e 8 anos) para um esquema de descontaminação, usando-se um par de poços de injeção-extração.

O programa de computador RESSQ vem com telas de gráfico construídas internamente, as quais plotam linhas de fluxo e frentes de concentração de contaminantes. A Figura 8.14 mostra um par de poços de injeção-bombeamento similar àquele apresentado na Figura 8.12. As taxas de injeção e de bombeamento são ambas de 50 m³/h e a velocidade regional da água subterrânea é de 50 metros/ano. O RESSQ não possui um acionador ("drive") de impressora construído internamente e que permita ao usuário imprimir seus resultados numa impressora de matriz de pontos ("dot matrix"). Pode-se somente reproduzir o gráfico da tela utilizando-se o programa GRAPHICS.COM da IBM (e as teclas shift-PrtSc) para obter-se um gráfico grosseiro. O RESSQ, contudo, permite a criação de um arquivo plotador para uma plotadora HP 7475A. No caso de não se dispor de uma plotadora, é possível fazer a conversão do arquivo plotador mencionado para um arquivo adequado a uma impressora ("a vector to raster conversion"). A Figura 8.14 foi impressa numa impressora de matriz de pontos utilizando essa conversão. As linhas de fluxo resultantes não são muito suaves como se gostaria, mas de qualquer maneira são uma melhora significativa sobre a reprodução grosseira, utilizando as teclas shift-PrtSc. Uma diferença importante entre as duas figuras é a plotagem das frentes de concentração de 2, 4 e 8 anos (isócronas). Essa é uma feição automática de RESSQ que o modelo de Bear e Verruijt não possui. Essas isócronas representam linhas de igual tempo de trânsito. Por exemplo, pode-se dizer que as partículas de água ou contaminantes viajaram durante 8 anos no sistema, se as mesmas estão sobre uma linha de fluxo que intercepta exatamente a isócrona de 8 anos. Vemos então que aquelas partículas de água que seguem um caminho reto a partir do poço de injeção para o poço de bombeamento viajaram distâncias maiores (devido às altas velocidades causadas pelos cones de depressão dos poços de bombeamento) do que aquelas que seguem um caminho curvilíneo a partir do poço de injeção. As plotagens de concentração versus tempo nos poços de produção também podem ser feitas. Os efeitos de fluxo regional são tratados através do uso de poços de injeção de fluxo zero, que servem como pontos iniciantes para as linhas de fluxo.

Embora muito útil, especialmente com o propósito de se fazer planejamento preliminar, o modelo é baseado numa série de suposições restritivas. Ao contrário do modelo de trajetória aleatória ("random walk") de linhas de fluxo de Bear e Verruijt, RESSQ não considera efeitos de dispersão. Desse modo, o modelo pode prever tempos de chegada que são maiores do que ocorreriam. O impacto de um contaminante pode estar subestimado, uma vez que sua chegada se dá antecipadamente em relação ao previsto pelo modelo RESSQ. Em outros casos, o modelo pode levar a um projeto exagerado, com os altos custos associados, como Larson et. alii. (1987) mostraram numa comparação entre um modelo bidimensional, semi-analítico de descontaminação e um modelo tridimensional, heterogêneo de fluxo.

MODFLOW: modelo tridimensional de fluxo de água subterrânea, de estado não estacionário

O MODFLOW é um modelo tridimensional, de estado não estacionário, heterogêneo, anisotrópico de fluxo de água subterrânea, desenvolvido pelo U.S. Geological Survey (McDonald e Harbaugh, 1988). O modelo é composto de uma série de módulos separados (daí o nome MODFLOW) para a simulação de poços, drenos, rios, recarga no plano horizontal, evapotranspiração e outras situações. Tendo o suporte do U.S. Geological Survey, esse é, talvez, o modelo tridimensional de fluxo mais aplicado no momento. Foi desenvolvido originalmente para computadores de grande porte ("mainframes"), sendo encontrado hoje em várias versões para os IBM-PCs. Infelizmente, muitas dessas versões disponíveis para PC nem sempre funcionam para todas as faixas de valores atribuídos aos parâmetros de fluxo. Como o MODFLOW é

um programa complicado com relação à entrada e saída de dados, inúmeros pré e pós-processadores estão disponíveis. Sem estes, o processo de entrada de dados e de saída gráfica pode ser bastante cansativo para um modelador.

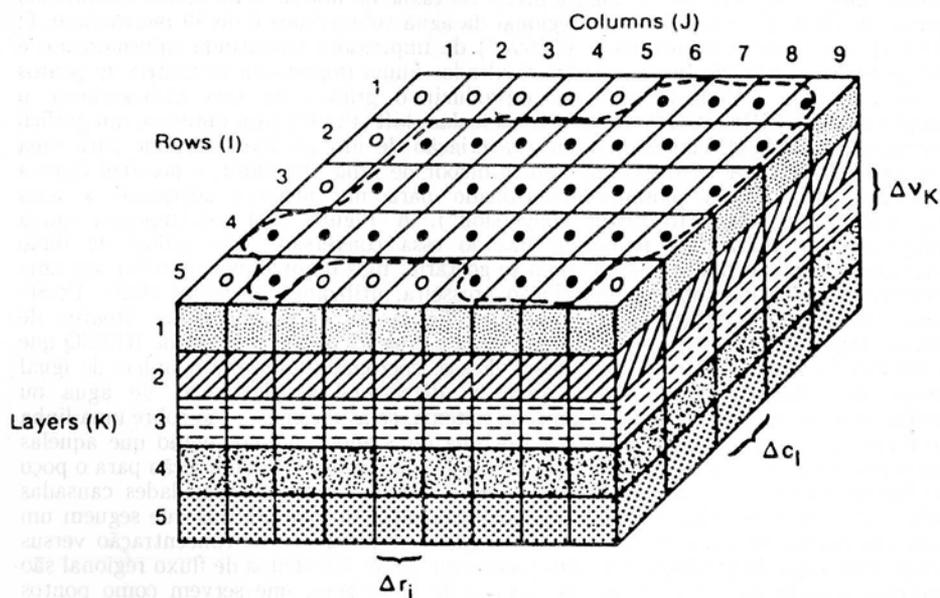


Figura 8. 15 – Exemplo de uma malha tridimensional de diferenças finitas (McDonald e Harbaugh, 1988).

A Figura 8.15 mostra como se divide um sistema aquífero físico numa malha tridimensional composta de linhas I, colunas J e camadas verticais K. No centro de cada bloco tem-se um nó para o qual são atribuídos uma condição inicial e dados paramétricos. No final da simulação, os valores da carga de cada um desses nós são processados por um pacote gráfico para produzir plotagens de contorno e de superfície da carga numa determinada camada. A Figura 8.16 ilustra saídas típicas de carga em estado estacionário para a simulação de duas camadas (15,25 metros de espessura cada), contendo um poço de injeção (1,41 m³/dia) e três drenos, numa formação altamente anisotrópica ($K_y/K_x = 10$; $K_x/K_z = 10$) e pouco permeável ($K_x = 1,76 \times 10^{-6}$ cm/s). Enquanto o poço de injeção, próximo ao centro das figuras mencionadas, representa um tanque subterrâneo que apresenta vazamento, os drenos, localizados próximos ao eixo que indica a direção Norte (X), representam uma possível solução para a descontaminação do aquífero. Os valores ao longo dos eixos possuem unidades em pés. Em problemas tridimensionais, de aquíferos com várias camadas, é algumas vezes útil empilhar as plotagens de contorno de cada camada para ver o impacto total sobre o sistema aquífero. A Figura 8.17 mostra as plotagens em superfície tridimensional dos mesmos resultados de carga da Figura 8.16.

Há muitos anos atrás, bancos de dados tridimensionais eram praticamente inexistentes e as simulações em todas as três dimensões eram reservadas principalmente a problemas de rejeitos nucleares. Hoje em dia, em países do primeiro mundo, com a tremenda aplicação de recursos financeiros e técnicos aos problemas de água subterrânea, vemos modelos tridimensionais de fluxo sendo aplicados muito freqüentemente para investigarem-se alternativas de descontaminação.

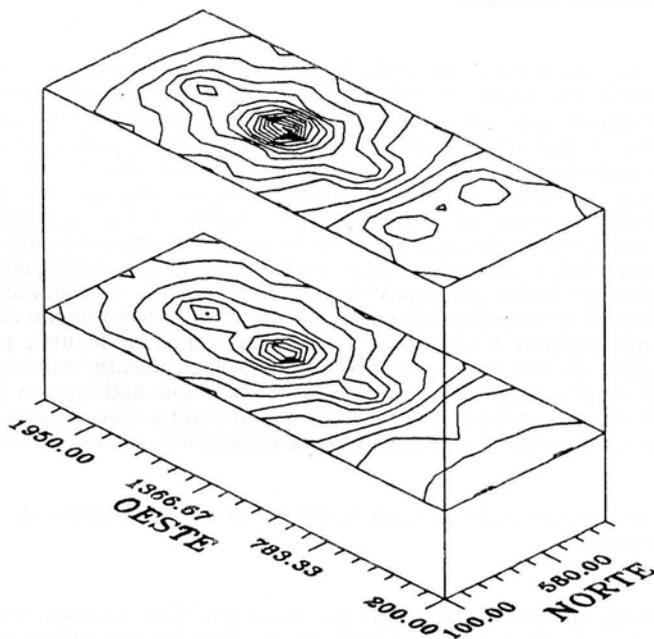
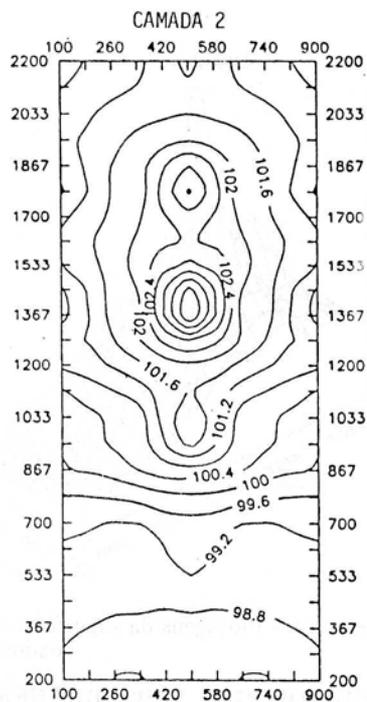
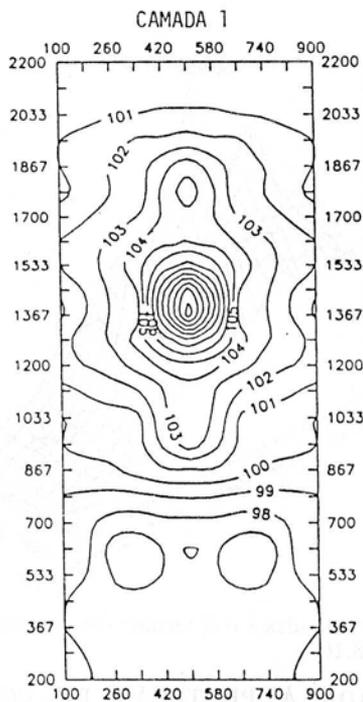


Figura 8.16 – Plotagens do contorno de carga nas camadas 1 e 2, geradas pelo programa MODFLOW.

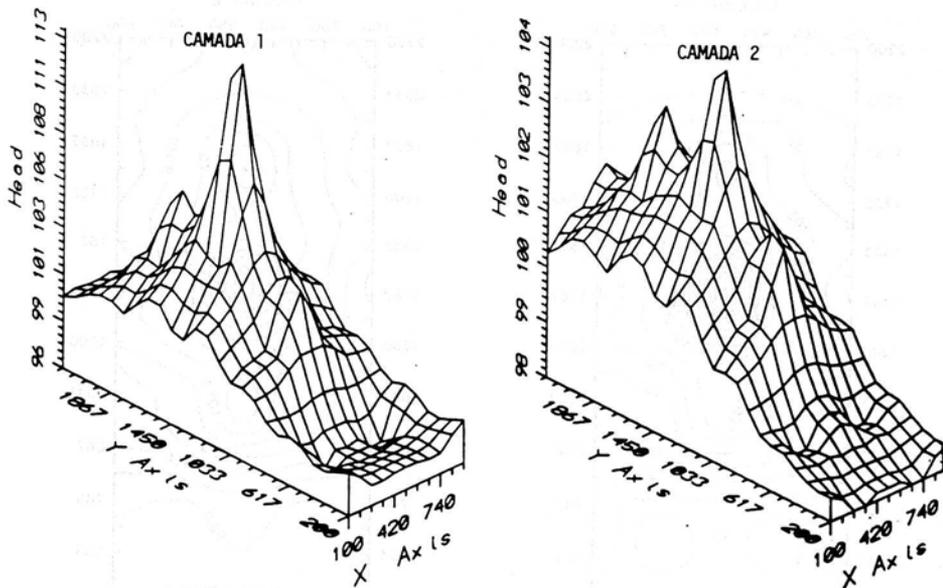


Figura 8.17 – Plotagens da superfície de carga nas camadas 1 e 2, usando-se os mesmos dados da Figura 8.16.

9. HIDROLOGIA SUBTERRÂNEA APLICADA À PROTEÇÃO DE POÇO (WELLHEAD PROTECTION)

Existem duas áreas na poluição de água subterrânea em que a hidrologia subterrânea representa um papel particularmente importante: na descontaminação de aquíferos e na proteção de poços. Na literatura americana, essa última é denominada de "wellhead protection" e, hoje em dia, com todo o interesse voltado para a prevenção de poluição de água subterrânea, é uma das áreas prioritárias. Em ambas as áreas, conhecer o caminho do fluxo que a água seguirá, como resposta aos poços de bombeamento/injeção, é essencial para que um projeto e sua operação sejam apropriados. No caso de 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. Na descontaminação de aquíferos, o interesse freqüentemente é com a otimização do projeto de um sistema de extração/injeção que garanta a captura e a remoção completa de uma pluma de contaminação, dentro de um tempo razoável. Hidrogeologicamente, existem muitas similaridades entre os princípios e os modelos matemáticos que aplicamos a cada um. Nessa seção, reveremos os conceitos fundamentais que formam a base de uma das mais importantes áreas da prevenção de poluição de água subterrânea: a proteção de poço.

9.1 Prevenção de contaminação de água subterrânea: estabelecimento de zonas de proteção de poços.

Em junho de 1986 o Congresso dos Estados Unidos aprovou emendas ao Safe Drinking Water Act de 1974, que requeriam aos Estados que submetessem, em junho de 1989, programas adequados estabelecendo zonas de proteção para seus

poços públicos de abastecimento de água. O mínimo que esses programas devem determinar são "áreas de proteção de poço" e identificar fontes potenciais de contaminação. A subseção 1428(e) do referido ato define "área de proteção de poço" como "a área superficial e subsuperficial em torno de um poço ou de uma rede de poços que abasteça um sistema de água público, através da qual exista a possibilidade de contaminantes se moverem, atingindo o poço ou a rede de poços."

As abordagens analíticas mais usuais para definir as áreas de proteção de poço são: distância radial especificada; distância radial calculada; rebaixamento mínimo especificado; e tempo de trânsito. Em alguns casos, como em calcários cársticos ou rocha fraturada, é utilizada uma abordagem direta de campo para definir a área de proteção de poço, através de contornos de fluxo nulo ou de carga constante e da presença de divisores de água. Vamos rever as abordagens analíticas que dependem dos princípios básicos de hidrologia.

Distância radial especificada

Como a expressão indica, no método da distância radial especificada uma distância radial, r , é medida a partir do poço de abastecimento de água, e uma área circular de proteção do poço é definida usando-se: $A = \pi r^2$. A Figura 9.1 ilustra o método.

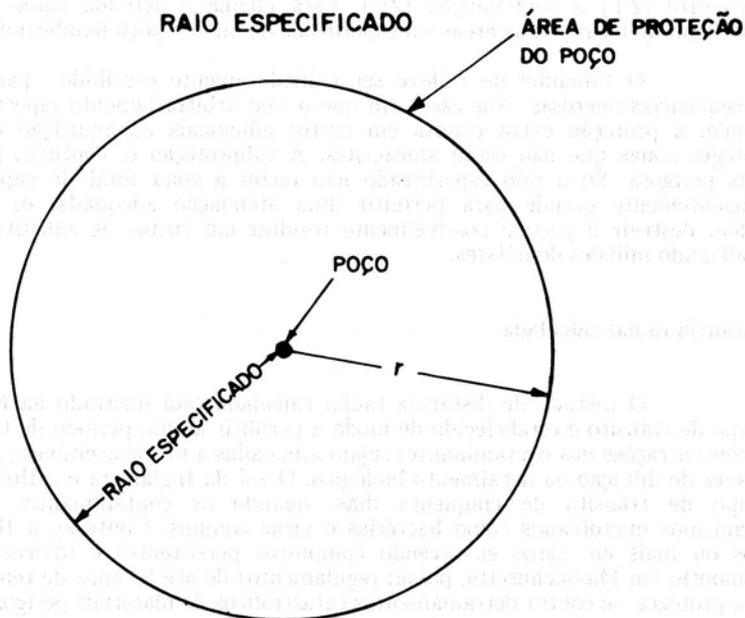


Figura 9.1 – Definindo-se uma área circular de proteção do poço (wellhead protection), usando-se um raio especificado (U.S. EPA, 1988).

A distância radial é melhor estimada por um hidrogeólogo profissional ou um hidrólogo, utilizando dados de outros poços de ambiente geológico similar. Algumas vezes essa distância é especificada arbitrariamente nos regulamentos de um Estado, como no Estado de Nebraska, onde 305 metros (1000 pés) é o raio de proteção. O Estado da Flórida propôs um raio de 61 metros (200 pés) de rigorosa proteção em torno

de poços bombeando mais de 378 m³/dia (100000 gal/dia). O Estado de Illinois propôs distâncias de 61 metros (200 pés) a 122 metros (400 pés), dependendo da vulnerabilidade do aquífero à contaminação. O Estado de Massachusetts tem um programa de aquisição de terrenos sobre aquíferos, que usa um sistema de zona tripla, em que a proteção mais rigorosa é dada à área superficial circular em torno do poço, dentro de um raio de 122 metros (400 pés). A cidade de Edgartown, no mesmo Estado, usa um raio especificado de 762 metros (2500 pés) para calcular as áreas de proteção de poço, para os poços que estão localizados em espessos depósitos de tijolos. A Alemanha Ocidental usa um raio especificado de 2 quilômetros (6562 pés) com base em numerosas experiências do passado com poluição industrial de água subterrânea. A geologia na Alemanha é variável, incluindo arenitos e calcários fraturados e depósitos inconsolidados preenchendo vales.

A abordagem de raio especificado, conquanto seja a mais fácil de ser implementada, é também a menos científica e a mais arbitrária entre os métodos. É a mais incerta em geologia heterogênea e anisotrópica, em que a zona de captura para determinado tempo pode ter um formato irregular com direções preferenciais e muito pouca semelhança com um círculo. Mesmo quando a geologia é homogênea e isotrópica, se a superfície do lençol freático antes do bombeamento for bastante inclinada, a verdadeira zona de captura para determinado tempo (também chamada de zona de transporte (ZT) para um intervalo de tempo especificado) será alongada e não circular. Mais tarde veremos os efeitos de um lençol freático inclinado sobre as zonas de transporte (ZT) e contribuição (ZC). Esta última é definida como a inteira área superficial de recarga e as áreas subsuperficiais de onde o poço bombeando recebe água.

O tamanho de r deve ser cuidadosamente escolhido para evitem-se consequências onerosas. Nos casos em que o raio arbitrariamente especificado é 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, os contaminantes podem destruir o poço e possivelmente resultar em custos de substituição do poço, totalizando milhões de dólares.

Distância radial calculada

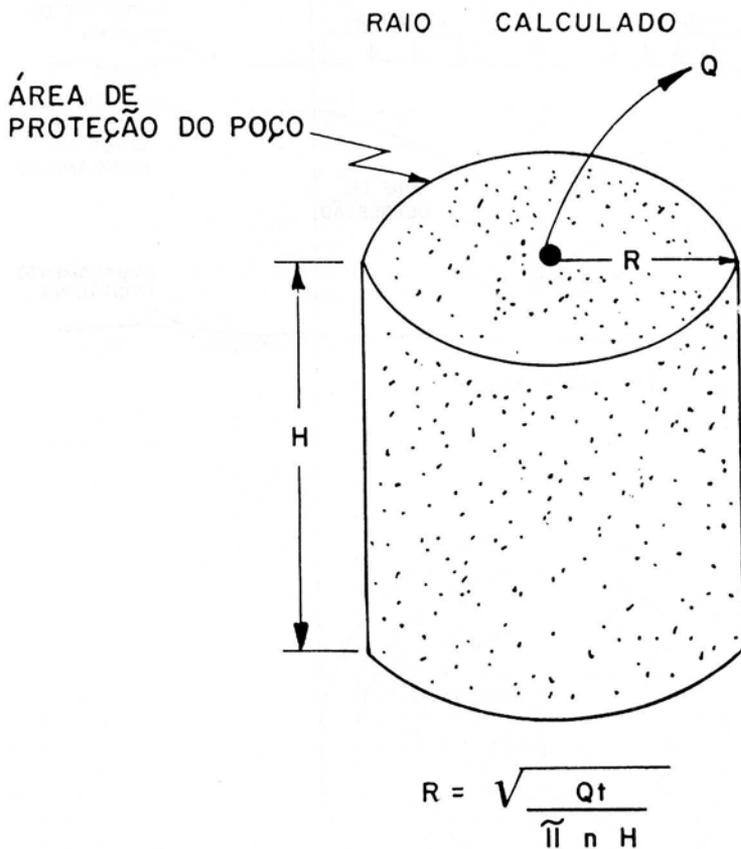
O método de distância radial calculada está ilustrado na Figura 9.2. Um tempo de trânsito é estabelecido de modo a permitir amplo período de tempo para que as concentrações dos contaminantes sejam atenuadas a níveis aceitáveis, principalmente através de diluição ou decaimento biológico. O sul da Inglaterra e a Holanda usam um tempo de trânsito de cinquenta dias, quando os contaminantes esperados são organismos microbianos como bactérias e vírus comuns. Contudo, a Holanda usa 10 anos ou mais em casos envolvendo compostos persistentes e tóxicos. A cidade de Falmouth, em Massachusetts, possui regulamentos de até 50 anos de tempo de trânsito para proteger-se contra derramamentos catastróficos de materiais perigosos.

Especificado o tempo de trânsito, a taxa de bombeamento é por ele multiplicada, para calcular o volume de água removido de um aquífero que possui uma porosidade total n . Assume-se que a água flui horizontalmente a partir de um volume cilíndrico em volta do poço (Figura 9.2), cujo raio é:

$$r = (Qt / \pi nH)^{1/2} \quad (9.1)$$

Essa abordagem representa um melhoramento em relação ao método da distância radial especificada, mas ainda não leva em conta as características

hidrogeológicas do aquífero. Se um aquífero é altamente heterogêneo e anisotrópico, o raio calculado, como no método arbitrário do raio especificado, daria como previsão uma zona de captura cilíndrica, quando uma zona de formato elipsoidal ou amorfo seria mais provável. Como no método do raio especificado, essa abordagem também não considera os efeitos de um lençol freático naturalmente inclinado ou os efeitos de fluxo vertical em poços parcialmente penetrantes. A abordagem é, contudo, conservadora, uma vez que a recarga vertical não é levada em conta, pois, se fosse, reduziria a área de captura.



- R = RAIO
 Q = TAXA DE BOMBEAMENTO
 t = TEMPO DE TRÂNSITO
 n = POROSIDADE TOTAL
 H = ESPESSURA DA ZONA SATURADA = COMPRIMENTO DO POÇO TOTALMENTE PENETRANTE

Figura 9.2 – Definindo-se uma área circular de proteção de poço usando-se um raio calculado (U.S. EPA, 1988).

Rebaixamento mínimo

Indeterminação do tamanho de um aquífero é altamente heterogêneo e anisotrópico, o que calculado, como se poderia esperar, o tamanho do aquífero em termos de uma zona de captura efetiva, quando uma zona de lençol aquífero em um certo ponto não está disponível. Como um método de taxa especificada, esse método também não garante a chance de um lençol freático estar disponível em todos os pontos de fluxo de água para o aquífero. Portanto, a área de proteção do poço deve ser determinada com base em um critério de rebaixamento mínimo.

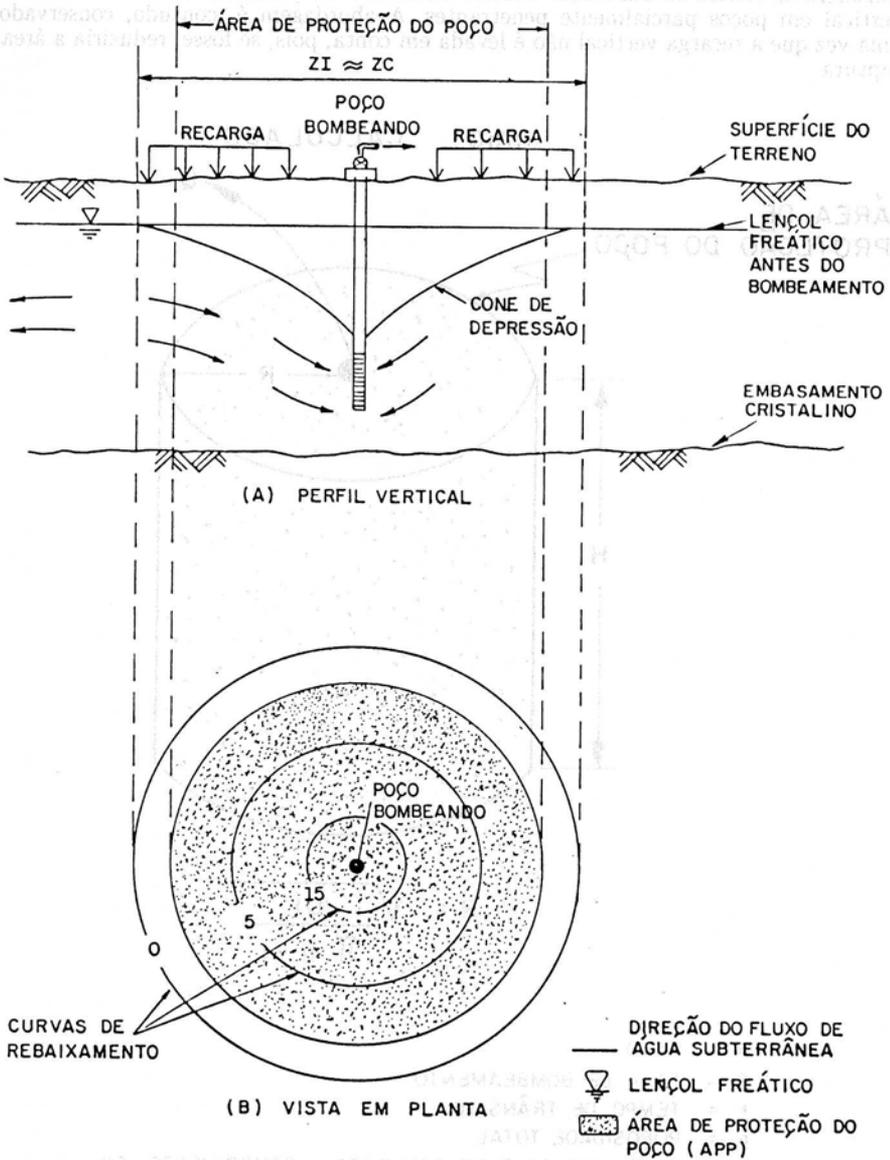


Figura 9.3 – Definindo-se uma área de proteção de poço, usando-se um critério de rebaixamento mínimo (U.S. EPA, 1988).

A Figura 9.3 ilustra a abordagem do rebaixamento mínimo que tem sido usada nos municípios de Dade e de Palm Beach na Flórida, assim como em muitas outras partes dos Estados Unidos. Poços bombeando criam cones de depressão e seus respectivos rebaixamentos. Se não existe recarga no aquífero (uma das suposições da equação de Theis), o cone de depressão se expandirá sem limite, enquanto houver água sendo bombeada do aquífero. Se existir recarga vertical ou contorno de recarga, o cone se expandirá até a quantidade de recarga vertical igualar a taxa de extração, ou o cone interceptar um contorno de carga constante, como, por exemplo, um rio. Em qualquer um dos casos, os menores valores de rebaixamento definem as bordas externas do cone. Na abordagem do rebaixamento mínimo, escolhe-se um limite inferior para o rebaixamento e este define o contorno externo da área de proteção de poço. Se o lençol freático apresentar uma inclinação bem pequena, ou seja, for bastante plano, antes de começar o bombeamento, as zonas de contribuição (ZC) e de influência (ZI) serão aproximadamente as mesmas, como mostra a Figura 9.3. A área de recarga superficial resultante representa então praticamente toda a área definida pelo raio de influência do poço bombeando. Em teoria, qualquer contaminante proveniente da superfície que infiltrar verticalmente e interceptar o cone de depressão definido por esse rebaixamento mínimo, eventualmente será bombeado pelo poço, considerando-se que os efeitos do gradiente regional do lençol freático sejam desprezíveis. Conhecendo-se essa área podem-se identificar geradores potenciais de contaminação e prevenir uma contaminação antes que aconteça. Em aquíferos de áreas limitadas, escolhem-se frequentemente valores de rebaixamento mínimo que sejam relativamente pequenos e fáceis de serem medidos no campo. Esses valores variam tipicamente entre 3 cm (0.10 pés) e 30 cm (aproximadamente 1 pé).

Em problemas regionais com grandes redes de poços, em que esses pequenos valores de rebaixamento definiriam áreas de proteção muito grandes, os rebaixamentos de alguns metros são algumas vezes escolhidos. A longo prazo, porém, os contaminantes que interceptarem o cone de depressão definido pelos rebaixamentos menores que aqueles rebaixamentos relativamente pequenos mencionados, poderiam eventualmente contaminar esses aquíferos regionais.

A abordagem do rebaixamento mínimo será excelente, se o contorno mínimo puder ser determinado através de medidas de campo do rebaixamento, num grande número de poços de monitoramento distribuídos numa área, e se o gradiente regional for essencialmente nulo. Isso produz uma medida exata do impacto do poço de abastecimento de água no aquífero. Infelizmente o custo desses estudos proíbe, na maioria dos casos, sua implementação plena. A abordagem mais comum é o uso de uma solução analítica, como as equações de Theis ou Hantush-Jacob, para estimar o formato do contorno mínimo. Essas soluções podem considerar anisotropia mas não podem tratar geologia heterogênea. Disso resulta que a área prevista de proteção de poço possui formato ou circular ou elipsoidal, que só é estritamente aplicável em aquíferos de fluxo horizontal, que apresentam um baixo grau de heterogeneidade e um gradiente regional desprezível.

Tempo de trânsito

O tempo de trânsito (TT) pode ser usado para definir a área de proteção de um poço, como ilustra a Figura 9.4. O TT baseia-se somente em transporte advectivo, ignorando-se os efeitos de dispersão. O máximo tempo de trânsito para que uma gota de água contaminada atinja o poço é especificado, e a isócrona (contorno de igual tempo de trânsito) define o contorno da área de proteção de poço. Por exemplo, o contorno da zona de transporte (ZT) de 10 anos, na Figura 9.4, indica que uma partícula de água levará 10 anos para transitar de algum lugar ao longo daquela linha de contorno até o poço. Quanto maior o TT, maior a área de proteção de poço e melhor

protegido estará o poço. O formato dessas linhas de contorno pode ser bastante regular, como mostrado na Figura 9.4, ou completamente amorfo como mostrado na Figura 9.5 (Shafer, 1987), para o caso de um único poço bombeando 1,89 m³/min numa formação altamente heterogênea (as áreas hachuradas indicam condutividades hidráulicas diferentes em unidades de pés por dia).

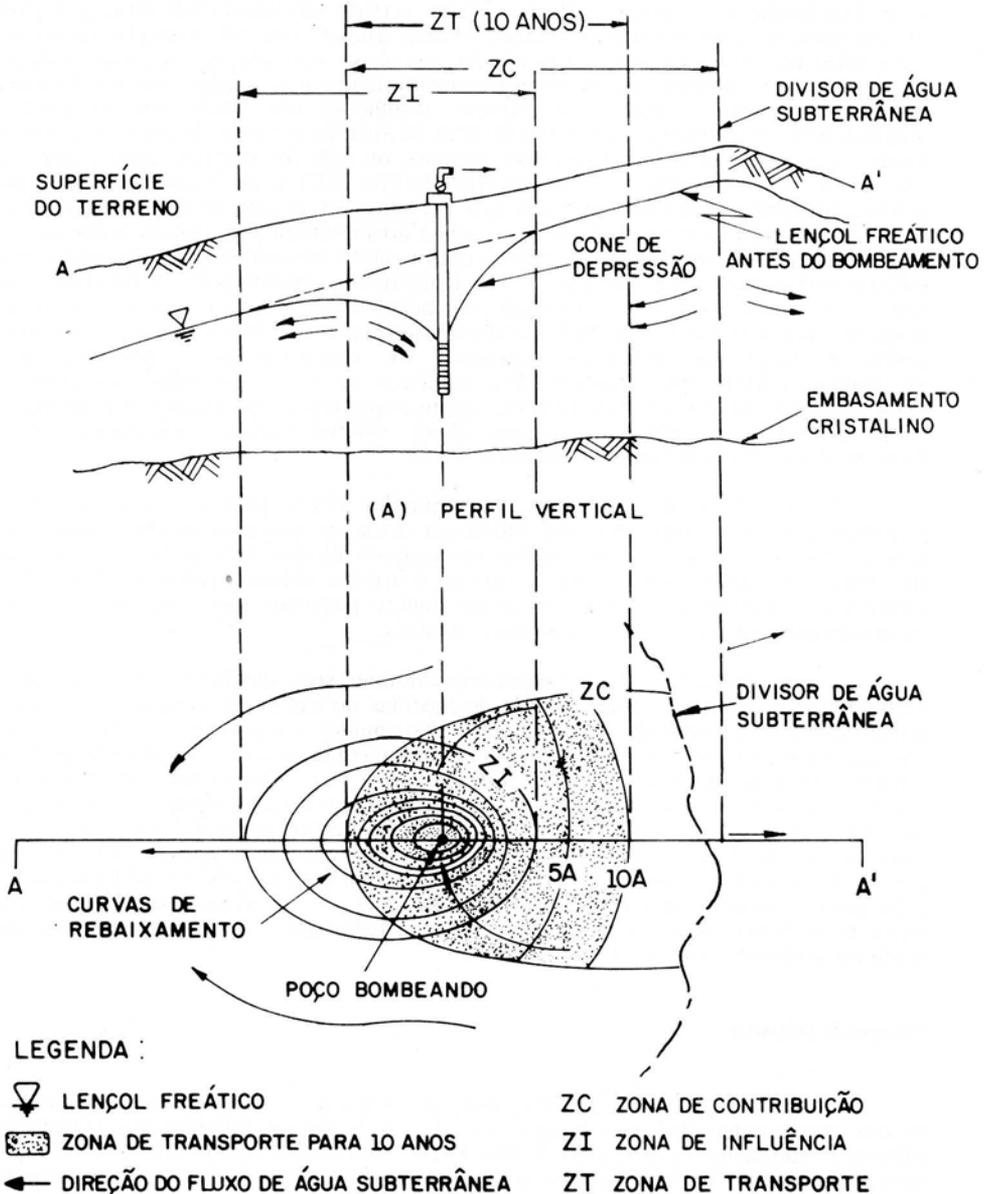


Figura 9.4 – Ilustração gráfica do critério de tempo de trânsito, e das zonas de contribuição, influência e transporte, na proteção do poço (U.S. EPA, 1988).

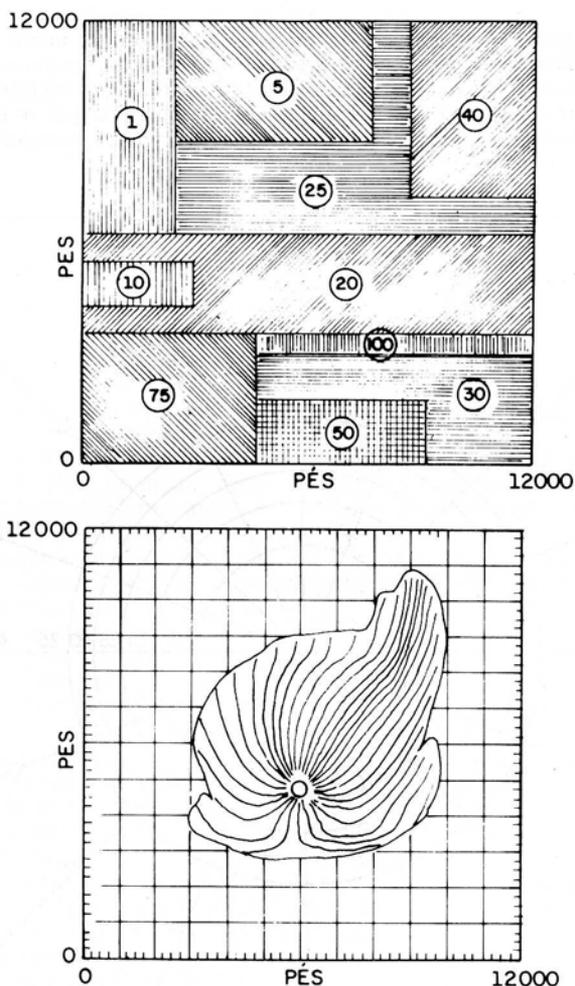


Figura 9.5 – Bloco de condutividades hidráulicas (pés/dia) e zona de captura de vinte anos, para um poço bombeando 1,89 m³/min (500 gal/min)(Shafer, 1987).

Efeitos de gradiente regional e de taxa de bombeamento

As Figuras 9.6, 9.7, 9.8 e 9.9 mostram o quanto o gradiente regional do lençol freático e a taxa de bombeamento afetam a posição dos contornos da ZT sob condições homogêneas e isotrópicas. A transmissividade do aquífero confinado é $3,17 \times 10^{-5}$ m²/sec; as taxas de bombeamento baixa e alta são 15 m³/hora e 150 m³/hora, respectivamente; os gradientes regionais médio (comparativamente falando) e alto são 0,05 e 0,1, respectivamente. Esses resultados foram obtidos pelo grupo de modelação da companhia Geraghty & Miller Inc. (em 1989, feitos por Charles F. McLane e Robert A. Mace em Reston, Virginia, EUA), usando RESSQ (Javandel et alii, 1984), um modelo semi-analítico de fluxo.

A Figura 9.6 mostra que contornos de tempo de trânsito terão formato de círculos concêntricos quando o nível estático da água se encontrar perfeitamente horizontal. Esse é o típico caso de um nível estático de água perfeitamente horizontal, descrito nos livros de texto, e que provavelmente explica por que se escolhem círculos nos métodos de distância radial especificada e calculada, para proteção de poço.

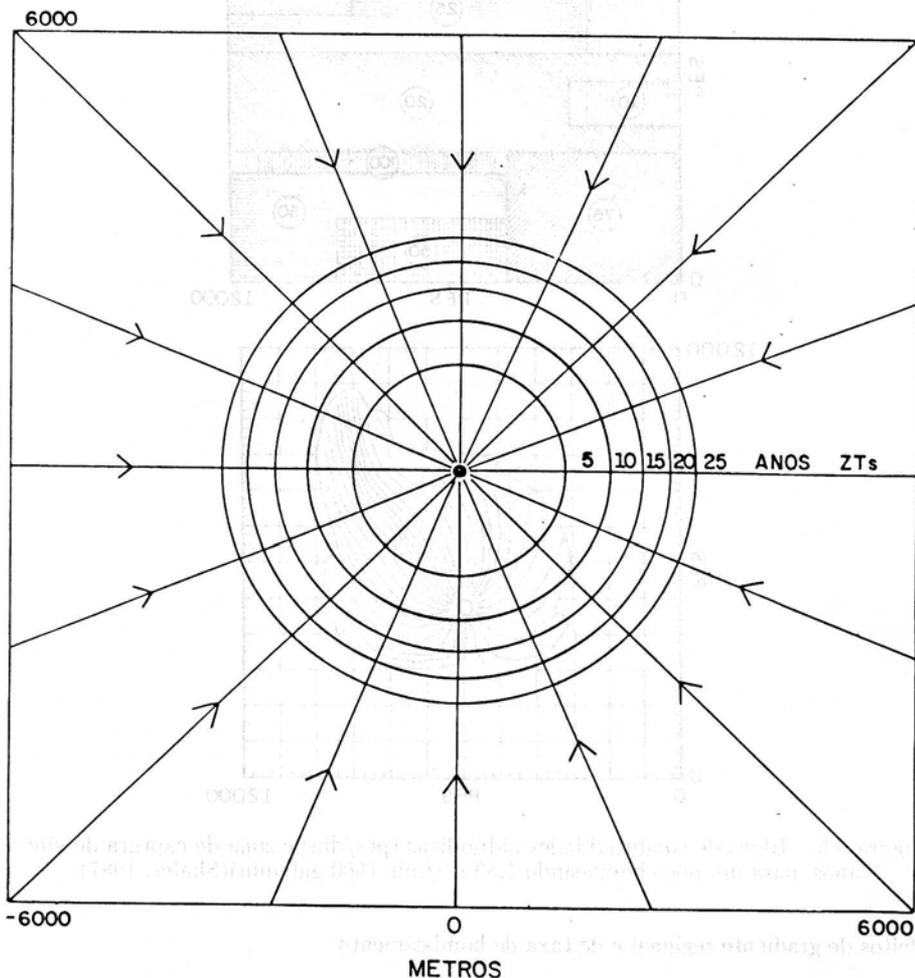


Figura 9.6 – Zonas de transporte para um poço com alta taxa de bombeamento num lençol freático regional horizontal (Geraldty e Miller, 1989).

Níveis estáticos horizontais de água são raramente observados, uma vez que representam condições de estagnação, isto é, absoluta ausência de fluxo de água subterrânea. As Figuras 9.7, 9.8 e 9.9 incluem os efeitos de um gradiente regional natural. Na Figura 9.7 a taxa de bombeamento é a mesma que a taxa na Figura 9.6, mas o nível estático da água apresenta-se fortemente inclinado (gradiente = 0,1). Os contornos da ZT, também chamados isócronas, são algumas vezes confundidos com as linhas equipotenciais porque possuem forma similar. Os dois são, contudo, conceitos

inteiramente independentes, que não devem ser equacionados. Os contornos equipotenciais não estão traçados em nenhuma dessas figuras, somente as linhas de fluxo. Se esses contornos estivessem traçados, porém, eles mostrariam uma inclinação mais acentuada na porção a montante do poço, como ilustra a Figura 9.4 (B). Observe que, quanto mais longo for o TT, mais alongada será a isócrona. Devido ao gradiente mais acentuado na porção a montante do poço, a água transita a uma velocidade maior e por conseguinte percorrerá uma distância maior (distância = velocidade x tempo) que a água a jusante, para o mesmo período de tempo (observe os diferentes comprimentos das linhas de fluxo, todas com origem na linha de contorno de 25 anos). A linha tracejada nas figuras indica o contorno da zona de contribuição, que é bastante larga sob altas taxas de bombeamento. Comparando-se as Figuras 9.6 e 9.7, observa-se como uma abordagem de distância radial calculada, no caso de TT alto, poderia subestimar a verdadeira zona de contribuição a montante e superestimar a verdadeira zona de contribuição a jusante. Sob essas condições, uma abordagem de raio calculado que não leve em consideração um nível de água estático inclinado pode ser considerada como completamente inadequada.

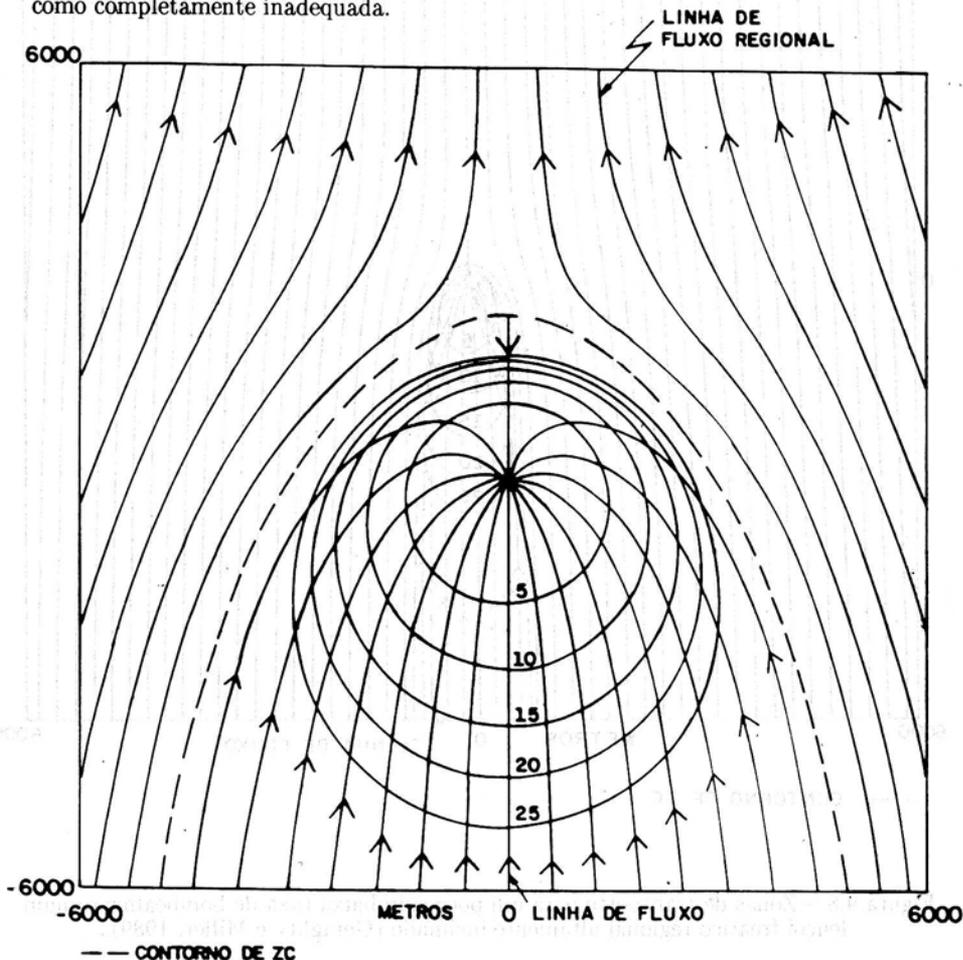


Figura 9.7 – Zonas de transporte para um poço com alta taxa de bombeamento num lençol freático regional altamente inclinado (Geraghty e Miller, 1989)

A Figura 9.8 mostra os efeitos da diminuição da taxa de bombeamento sobre os contornos da ZT e sobre o contorno da zona de contribuição. A zona de contribuição é apreciavelmente menor do que aquela da Figura 9.7 e as distâncias percorridas para um dado TT são notavelmente diferentes.

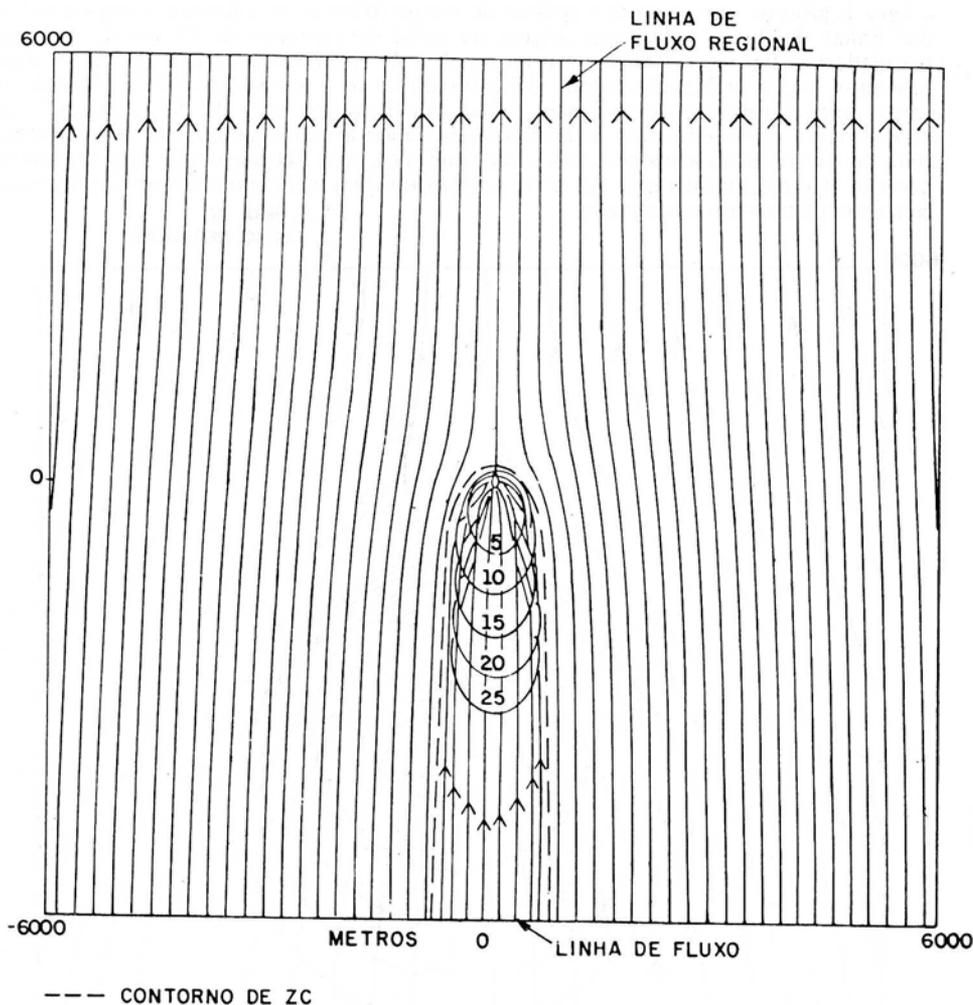


Figura 9.8 – Zonas de transporte para um poço com baixa taxa de bombeamento num lençol freático regional altamente inclinado (Geraghty e Miller, 1989).

A Figura 9.9 mostra os efeitos do gradiente regional nos contornos da ZT e no contorno da zona de contribuição. Comparando-se as Figuras 9.7 e 9.9 para a mesma taxa de bombeamento, observa-se um aumento considerável na zona de

contribuição quando a inclinação do lençol freático diminui num fator de 2. A influência a montante é diminuída e o poço pode captar água de uma área maior. Quanto menor o gradiente e maior a taxa de bombeamento, mais concêntricos e circulares se tornam os contornos da ZT. A abordagem do raio calculado funciona razoavelmente sob essas circunstâncias, se os TTs não são muito longos (menos de 10 anos para esse caso).

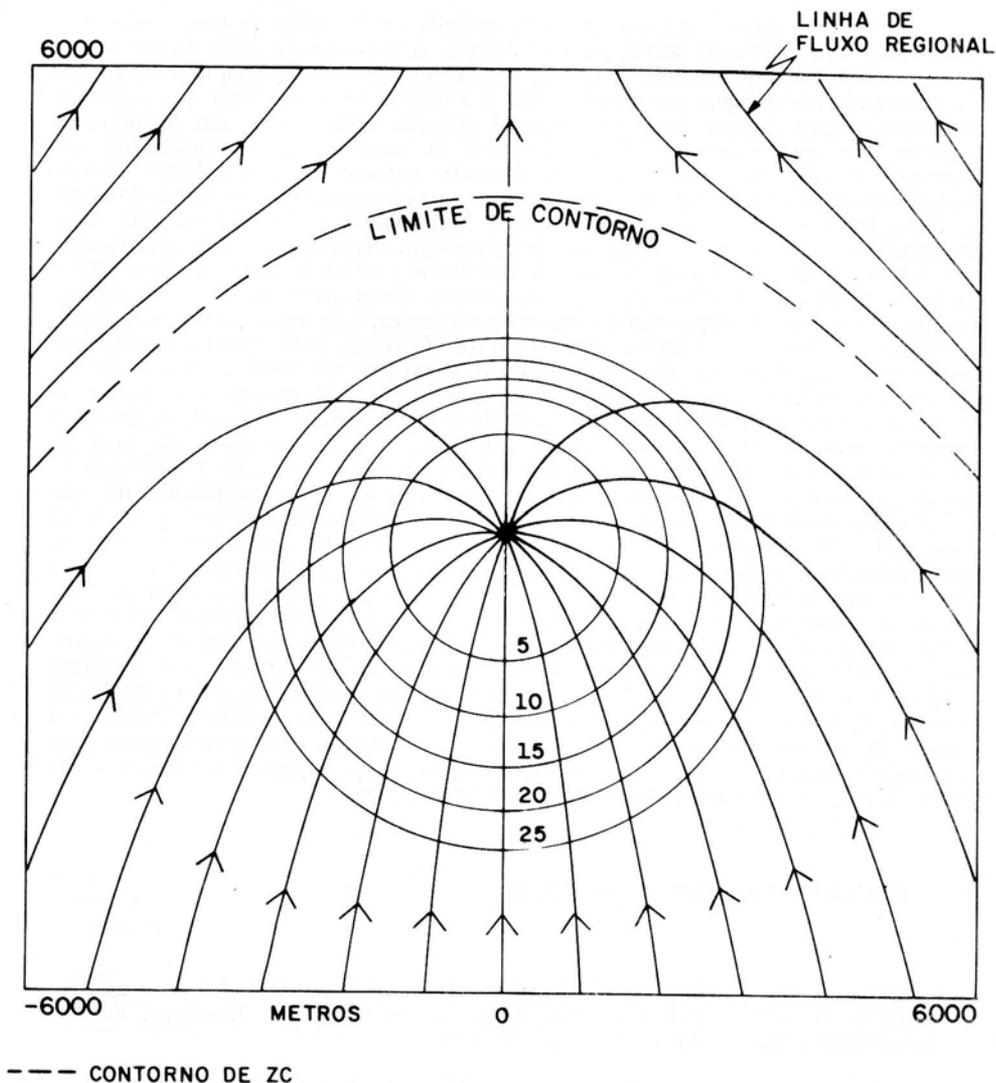


Figura 9.9 – Zonas de transporte para um poço com alta taxa de bombeamento num lençol freático regional moderadamente inclinado (Geraghty e Miller, 1989).

Conceito de zona de contribuição

A Figura 9.4 define algumas terminologias importantes usadas na delimitação de áreas de proteção de 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 bombeando recebe água. Como tal, ela é um conceito extremamente importante, embora de certo modo mal interpretado por muitos hidrogeólogos experientes.

Para entender a importância do conceito de ZC, duas crenças amplamente sustentadas mas incorretas devem ser esclarecidas. A primeira é a idéia de que o cone de depressão (ou ZI) 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 à zona de contribuição. A segunda idéia, que é um corolário da primeira, diz que qualquer infiltração vertical de água ou de contaminantes, que intercepte o cone de depressão, eventualmente entrará no poço. Essas crenças provavelmente se originaram com exemplos, encontrados nos livros de texto, de níveis estáticos horizontais de água em aquíferos homogêneos e isotrópicos. Sob essas circunstâncias, o cone de depressão será perfeitamente circular; a zona de contribuição será 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 entretanto a água subterrânea em aquíferos freáticos está continuamente em movimento, sempre deverá existir um gradiente regional ou um nível estático inclinado. Como a Figura 9.4 amplamente ilustra, a ZC não é igual à ZI, quando o nível da água se encontra apreciavelmente inclinado antes de o bombeamento começar. A diferença numérica entre a ZC e a ZI 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 Figura 9.4, a ZC 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 entrará 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 de 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.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVAREZ, C., CRUZ W.B. da & PEIXOTO C.A. de Mello. "*Modelo matemático do aquífero Beberibe*". Publicado nos Anais do 1º Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, Recife, ABAS, 1980. p. 169-179.
- ARIS, R.. "*Vectors, tensors and the basic equations of fluid mechanics*". Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1962. 286 p.

- BARTH, F.T. & POMPEU, C.T. Fundamentos para Gestão de Recursos Hídricos, In: _____ "Modelos para Gerenciamento de Recursos Hídricos". São Paulo, Nobel/ABRH, 1987. Cap. 1, item 4, p. 1-91.
- BEAR, J. "Hydraulics of Groundwater". New York, McGraw-Hill Book Co., 1979. 567 p.
- BEAR, J. & VERRUIJT, A. "Modeling groundwater flow and pollution". Dordrecht, Holland, D. Reidel Publishing Co., 1987. 414 p.
- BIGGAR, J.W. & NIELSEN, D.R. Miscible displacement: II. Behavior of tracers. "Soil Sci. Soc. Am. Proc.", 1962. Vol. 26, p. 125-128.
- BOUWER, H. "Groundwater Hydrology". New York, McGraw-Hill Book Co., 1978. 480 p.
- BOULTON, N.S. The Drawdown of the Water-Table under Non-Steady Conditions near a Pumped Well in an Unconfined Formation. In: _____ "Proceedings of the Institution of Civil Engineer", 1954. Part 3, p. 564-579.
- BOULTON, N.S. & STRELTSOVA, T.D. New equations for determining the formation constants of an aquifer from pumping test data. In: _____ "Water Resources Research", 1975. Vol. 11, No. 1, p. 148-153.
- 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.
- CASAGRANDE, A. Seepage through dams. "Journal of the New England Water Works Association", Harvard University Publication 209, June, 1937.
- CEDERGREN, H.R. "Seepage, Drainage and Flow Nets". New York, John Wiley and Sons, 1977. 534 p.
- CLEARY, R.W. & UNGS, M.J. Groundwater pollution and hydrology: mathematical models and computer programs. "Water Resources Program", Report No. 78-WR-15. Dept. of Civil Engineering, Princeton University, 1978.
- CLEARY, R.W. Introduction to groundwater hydrology. Chap. 1 In: _____ TRAVIS, C.C. & ETNIER, E.L. eds. "Groundwater Pollution: Environmental and legal problems" Washington, D.C.. American Association for the Advancement of Science Selected Symposium Series, 1984a. No. 95, 149 p.
- CLEARY, R.W. & MILLER, D.W. "Aspectos fundamentais e monitoramento de poluição de água subterrânea". Publicado nos Anais do 2º Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. Fortaleza, Ceará, Brasil, ABAS, 1984b. p. 313-329.
- CLEARY, R.W. & CLEARLY, 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.
- CLEARY, R.W., PINDER, G.F. & UNGS, M.J. "IBM-PC applications in ground water pollution and hydrology: a hands-on short course". Dublin, Ohio, 1989. 823 p. One-week professional course, every January and July. Presented by the National Water Well Association.

- COOPER, H.H. & JACOB, C.E. "A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history". Amer. Geophys. Union Transactions, 1946. Vol. 27, No. 4, p. 526-534.
- COSTA, W.D. "Simulação da ascensão do nível do freático sob efeito de uma recarga artificial provocada pela irrigação". Publicado nos Anais do 2º Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas". Salvador, BA, Brasil, ABAS, 1982. p 203-225.
- COTTEZ, S. & DASSONVILLE, G. "Carte de la surface piézométrique de la nappe de la craie dans la région du Nord". Lille, France, Bur. Rech. Géol. et Min. map, 1965.
- 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, S.N. & DE WIEST, R.J.M. "Hydrogeology". New York, NY. John Wiley and Sons, 1966. 463 p.
- DEMARSILY, G.. "Quantitative Hydrogeology". Orlando, Florida, Academic Press, Inc., 1986. 440 p.
- DRISCOLL, F.G. "Groundwater and wells", 2nd edition, St. Paul, Minnesota, Johnson Division, 1986. p. 1089.
- DUPOIT, J. "Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables". Paris, Ed. Dunod, 1848(1º ed.) e 1863(2º ed.), 304p.
- ENGELEN, G.B. & JONES, G.P. eds. "Developments in the analysis of groundwater flow systems". International Association of Hydrological Sciences Publication, 1986. No 163, p. 127-140.
- FETH, J.H. Water facts and figures for planners and managers. "U.S. Geological Survey Circular 601-1", Washington, D.C., 1973. 30 p.
- FETTER, C.W. Jr. "Applied Hydrogeology". Charles E. Merrill Publishing Co., 1988. 592 p.
- FOGG, G.E. & SENGHER, R.K. Automatic generation of flow nets with conventional ground-water modeling algorithms. "Proceedings of the Practical Applications of Ground Water Models". Columbus, Ohio, National Water Well Assoc., 1984. p. 828-841.
- FORCHHEIMER, P. "Wasserbewegung durch boden". Z. Dtsch. Ing., 1901. Vol 45, p. 1782-1788.
- FRANCISS, F.O. "Hidráulica de meios permeáveis: Escoamento em meios porosos". Rio de Janeiro, Interciência; São Paulo, Editora da Universidade de São Paulo, 1980. 169 p.
- FREEZE, R.A. Subsurface hydrology at waste disposal sites. "IBM J. Res. and Dev.", 1972. Vol. 16, p. 117.
- FREEZE, R.A. & CHERRY, J.A. "Groundwater". Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc., 1979. 604 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, p. 641-656.
- _____ Theoretical analysis of regional groundwater flow: 2. Effect of water-table configuration and subsurface permeability variation. "Water Resources Research", 1967. vol. 3, p. 623-634.
- _____ Theoretical analysis of regional groundwater flow: 3. Quantitative interpretations. "Water Resources Research", 1968. vol. 4, p. 581-590.
- FREYBERG, D.L. "An exercise in ground-water model calibration and prediction". Ground Water, 1988. Vol. 26, No. 3, p. 350-360.
- GERAGHTY & Miller, Inc. "G & M Mathematical Modeling Group" (Charles F. McLane and Robert A. Mace responsible for RESSQ simulations in Figures 9.6, 9.7, 9.8, and 9.9). Reston, Virginia, 1989. Personal communication.
- HANTUSH, M.S. & JACOB, C.E. Non-steady 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 Press, 1964. Vol. 1, p. 281-432.
- HEATH, R.C. & TRAINER, F.W. "Introduction to Groundwater Hydrology", New York, NY, John Wiley and Sons, Inc., 1968. 284 p.
- HEATH, R.C. Basic ground-water hydrology. "U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220". Washington. D.C., 1982. 84 p.
- HUYAKORN, P.S. & PINDER, G.F. "Computational Methods in Subsurface Flow". New York, NY, Academic Press, 1983.
- HVORSLEV, M.J. Time lag and soil permeability in ground-water observations. "U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Bulletin 36", Vicksburg, Miss., 1951. p. 50.
- JAVANDEL, I., DOUGHTY, C. & TSANG, C.F. "Groundwater Transport: Handbook of Mathematical Models", American Geophysical Union, Monograph 10, Washington, D.C., 1984. 228 p.
- JAVANDEL, I., & TSANG, C.F. Capture-zone type curves: a tool for aquifer cleanup. "Ground Water", 1986. Vol. 24, No.5, p. 616-625.
- KELLY, W.E. & FROHLICH, R.K. Relations between aquifer electrical and hydraulic properties. "Ground Water", 1985. Vol. 23, No. 2, p. 182-189
- KINZELBACH, W. "Groundwater modeling. An introduction with sample programs in BASIC". New York, Elsevier, 1986. p. 333.
- KONIKOW, L.F. & BREDEHOEFT, J.O. "Computer Model of Two-Dimensional Solute Transport and Dispersion in Groundwater: Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey", 1978. Book 7, Chapter 2, 90 p.

- KRUSEMAN, G.P. & DE RIDDER, N.A. Analysis and evaluation of pumping test data, "International Inst. for Land Reclamation and Improvement, Bulletin 11", Wageningen, 1970. p. 200.
- LARSON, S.P., ANDREWS, D.B., HOWLAND, M.D. & FEINSTEIN, D.T. Three-dimensional modeling analysis of ground water pumping schemes for containment of shallow ground water contamination. "Proceedings of the Conference on Solving Ground Water Problems with Models". Denver, CO., National Water Well Assoc., 1987. Vols. 1 e 2, p. 517-530.
- 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.
- LVOVITCH, M.I. World water balance: general report. "Proc. Symposium World Water Balance". International Assoc. Sci. Hydrol. 2, 1970. p 401-415.
- MCDONALD, M.G. & HARBAUGH, M.G. A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model. "Techniques of Water-Resources Investigations of the U.S. Geological Survey", Modeling Techniques, 1988. Vol.6, Cap. A1. 1988.
- McILVRIDE, W.A. & RECTOR, B.M. Comparison of short and long-screen monitoring wells in alluvial sediments. "Proceedings of the Second National Outdoor Action Conference on Aquifer Restoration", Las Vegas, Nevada. Ground Water Monitoring and Geophysical Methods, NWWA, 1988. Vol. 1, p. 375-390.
- MEINZER, O.E. "Outline of ground-water hydrology with definitions". U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 494, 1928. 71 p.
- _____ Compressibility and elasticity of artesian aquifers. "Economic Geology", 1928. Vol. 23, p 263-291.
- MENTE, A., PESSOA, M.D. & LEAL, O. "Mapa hidrogeológico do Brasil na escala 1:5.000.000." Publicado nos Anais do 3º Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, Fortaleza, CE, Brasil, ABAS, 1984. p 364-383.
- MERCER, J.W. & FAUST, C.R. "Ground-water modeling". Columbus, Ohio. National Water Well Association, 1981.
- NACE, R.L., ed. Scientific framework of world water balance. "UNESCO Tech. Papers Hydrol.", 7, 1971. 27p.
- _____ Water management, agriculture, and groundwater supplies. "U.S. Geological Survey Circular 415". Washington, DC., 1960. 12p.
- 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.
- PEARSON, F.J. Jr. & WHITE, 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. & COOPER, H.H. A numerical technique for calculating the transient position of the saltwater front. "Water Resources Research", 1970. Vol. 6, No. 3, p 875-882.
- POLAND, J.F. Status of present knowledge and needs for additional research on compaction of aquifer systems. "Proc. Tokyo Symposium on Land Subsidence", IASH-UNESCO, 1969. p. 11-21.
- POLAND, J.F. & DAVIS, G.H. Land subsidence due to the withdrawal of fluids. "Reviews in Engineering Geology II", Boulder, CO, Geological Society of America, 1969. p. 187-269
- PRICKETT, T.A. & LONNQUIST, C.G. Selected digital computer techniques for groundwater resource evaluation. "Illinois State Water Survey, Bulletin 55", 1971. 62 p.
- REBOUÇAS, A.C.. "Groundwater in Brazil". EPISODES, 1988. Vol.11, No. 3, p. 209-214.
- RIFAI, H.S., BÉDIENT, P.B., BORDEN, R.C. & HAASBEEK, J.F. "BIOPLUME II: Computer model of two-dimensional contaminant transport under the influence of oxygen limited biodegradation in ground water". User's Manual-Ver 1.0, National Center for Ground Water Research, Rice University, Houston, Texas, 1987.
- SAHNE, M. Errors in interpretation of ground-water level data. "Groundwater Monitoring Review", Spring, 1981. Vol. 1, No. 1, p. 56-61.
- SHAFER, J.M. Reverse pathline calculation of time-related capture zones in nonuniform flow. "Ground Water", 1987. Vol. 25, No. 3, p. 283-289.
- SUDICKY, E.A., CHERRY, J.A. & FRIND, E.O. Migration of contaminants in groundwater at a landfill: a case study. "Journal of Hydrology", 1983. Vol. 63, p. 81-108.
- SWENSON, F.A. New theory of recharge to the artesian basin of the Dakotas. "Geol. Soc. America Bull". 1968. Vol. 79, p. 163-182.
- TODD, D.K. "Groundwater Hydrology". New York, NY. John Wiley and Sons, 1980. 535 p.
- TOTH, J. A Theory of groundwater motion in small drainage basins in central Alberta, Canada. "J. Geophys. Res.", 1962. Vol. 67, p. 4375-4387.
- _____ A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins. "J. Geophys. Res.", 1963. Vol. 68, 1963. p. 4795-4812.
- TRESCOTT, P.C., PINDER, G.F. & LARSON, S.P. Finite-difference model for aquifer simulation in two dimensions with results of numerical experiments. "U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations", 1976. Vol. 7, Cap. C1, 116 p.
- U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. "Model Assessment for Delineating Wellhead Protection Areas", Office of Groundwater Protection, Washington, D.C., 1988. 210 p.
- _____ "Wellhead Protection Area Delineation, A "Hands-on" Training Course", Fairfax, VA.

- VAN DER HEIJDE, P.K.M. Availability and applicability of numerical models for ground water resources management. "Proceedings of the National Water Well Association Conference on Practical Applications of Ground Water Models". Columbus, Ohio, 1984. p. 3-18
- VAN EVERDINGEN, R.O. Groundwater flow-diagrams in sections with exaggerated vertical scale. "Geological Survey of Canada, Paper 63-27", 1963. 23 p.
- WALTON, W.C. Selected analytical methods for well and aquifer evaluation. *Illinois State Water Survey*", Urbans, Illinois, 1962. Vol. 49, 81 p.
- WANG, H.F. & ANDERSON, M.P. "Introduction to groundwater modeling. Finite element and finite difference methods". San Francisco, W.H. Freeman and Co., 1982. 237 p.
- WEEKS, E.P. Determining the ratio of horizontal to vertical permeability by aquifer-test analysis. "Water Resources Research". 1969. Vol. 5, p. 196-214.
- WINTER, T.C. Numerical simulation analysis of the interaction of lakes and groundwater. "U.S. Geological Survey Prof. Paper 1001", Washington, D.C., 1976. 45 p.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, reconhecido, o trabalho e esforço que minha mulher Tereza despendeu, ao ajudar-me a montar este texto. Ela traduziu para o português o capítulo inteiro, tarefa que não foi fácil tendo em vista a nomenclatura complicada e, algumas vezes, ainda sem equivalente no vernáculo, com os termos ainda pouco conhecidos que marcam a hidrologia aplicada das águas subterrâneas hoje em dia. Ela, além disso, escreveu o tópico 1.2 que trata das reservas de água subterrânea no Brasil.

Agradeço ao geólogo Gerônimo Albuquerque Rocha que leu o capítulo inteiro e fez muitas sugestões que foram incorporadas no texto, na busca de clareza e de boa leitura.

Como um todo, o capítulo depende muito das figuras que ilustram os conceitos básicos. Todas essas ilustrações foram feitas no Centro Tecnológico de Hidráulica (CTH) do DAEE-USP, pelo desenhista Geraldo Fonseca Santana. Agradeço a ele também, a valiosa colaboração na rápida e excelente produção desse grande número de figuras.



"MARQUES-SARAIVA"
GRÁFICOS E EDITORES S.A.