

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - UFCG

CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS - CTRN

CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio
como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo
Situada no Oeste Baiano**

JOSÉ LEONARDO FERREIRA DA CRUZ

CAMPINA GRANDE - PB

Agosto de 2006

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

JOSÉ LEONARDO FERREIRA DA CRUZ

**Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio
como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo
Situada no Oeste Baiano**

**Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, na área de Engenharia de Recursos Hídricos,
em cumprimento às exigências para obtenção do Grau de Mestre.**

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Recursos Hídricos

ORIENTADOR: Hans Dieter Max Schuster

CAMPINA GRANDE - PB

AGOSTO DE 2006

**Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio
como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo
Situada no Oeste Baiano**

Dissertação Aprovada em 15 de Setembro de 2006

**Prof. Hans Dieter Max Schuster - Dr.
Orientador**

**Prof. Marco Aurélio Holanda de Castro Ph.D. – UFC
Examinador**

**Prof. Ricardo de Aragão Ph.D. – UFSE
Examinador**

CAMPINA GRANDE - PB

Agosto de 2006

AGRADECIMENTOS

Agradeço a realização deste trabalho aos meus pais Geraldo Ferreira da Cruz e Rita Nobre da Cruz pelos incentivos, minha esposa Gilmara de Carvalho Cruz pelo seu apoio e companheirismo e em especial ao meu grande e inesquecível mestre e eterno amigo o Professor Hans Dieter Max Schuster pela sua notável contribuição neste estudo.

Aos professores da Área de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil, da UFCG, pelos importantes conhecimentos adquiridos com os mesmos, em especial ao Professor Hans Dieter Max Schuster, ao qual ministrou formidavelmente suas disciplinas, fazendo-me despertar o interesse na área de Água Subterrânea.

Aos meus colegas de pós-graduação pelo companheirismo e amizade, em especial a meu grande amigo Alcidney Batista Celeste.

Agradeço especialmente ao CT-Hidro pela concessão da bolsa de estudo durante o período de 2005 a 2006 e à Área de Recursos Hídricos pelo apoio dado durante a pesquisa.

DEDICATÓRIAS

Dedico este trabalho a minha filha Lorena de Carvalho Cruz e minha esposa Gilmara de Carvalho Cruz, as quais são fontes inspiradoras de meu trabalho e razão de minha vida.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iv
DEDICATÓRIAS	v
SUMÁRIO	vi
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS.....	xvi
LISTA DE ANEXOS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xx
RESUMO.....	xxii
ABSTRACT.....	xxiii
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	2
3. OBJETIVOS	3
4. PRINCÍPIOS DE HIDRÁULICA DOS POÇOS.....	5
5. DEPLEÇÃO DO RIO.....	16
5.1 Depleção de Rio Totalmente Penetrante em Aquífero (Modelo Theis-Glover)	18
5.2 Depleção de Rio Parcialmente Penetrante em Aquífero (Modelo Hunt)	24
5.3 Experimentos de Campo de Depleção do Rio.....	27
5.3.1 Exemplo da Análise de um Experimento de Campo	27
5.4 Depleção de Rio em Aquífero com Fluxo de Base (Modelo Chen).....	32
6. MODELAGEM MATEMÁTICA.....	35
6.1 Solução Analítica.....	35
6.2 Solução Numérica.....	36
6.2.1 O Pacote Rio do <i>MODFLOW</i>	36

6.2.2 A Malha de Diferenças Finitas do Sistema Rio-Aqüífero.....	39
6.2.3 Equação de Diferenças Finitas para Fluxo (<i>MODFLOW</i>)	45
7. SIMULAÇÕES E RESULTADOS	49
7.1 Efeitos da Variação da Condutância Unitária do Leito do Rio.....	53
7.2 Efeitos da Penetração Parcial do Leito do Rio.....	59
7.3 Efeitos da Variação do Nível do Rio	64
7.4 Efeitos da Declividade do Nível Freático	66
7.5 Efeitos da Variação da Distância Poço-Rio	68
7.6 Efeitos da Variação dos Parâmetros Hidrogeológicos do Aqüífero.....	70
7.7 Efeitos do Bombeamento de Longa Duração.....	75
7.8 Efeitos do Bombeamento Intermitente	77
7.9 Efeitos da Recarga Superficial	79
7.10 Efeitos da Heterogeneidade Vertical	81
8. ESTUDO DA DEPLEÇÃO EM UM CASO REAL.....	83
9. OBJETIVOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DO CASO REAL.....	84
9.1 Objetivo Específico da Dissertação.....	85
10. TRABALHOS DE CAMPO ANTERIORES	87
10.1 Dados Hidrodinâmicos da Área de Estudo	87
11. MODELAGEM DAS TAXAS DE DEPLEÇÃO DOS RIOS	89
11.1 Descrição do Modelo e a Simulação	90
11.2 Resultados	92
11.3 Discussão	95
12. BOMBEAMENTO DE LONGA DURAÇÃO NO AQUÍFERO DE MULTI-CAMADAS	104
12.1 Teoria e Observação	104
12.2 Simulações Realizadas e Discussão.....	108
13. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	112
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116
ANEXOS	120

LISTA DE FIGURAS

Figura 4. 1 – Poço bombeado num aquífero (a) confinado, (b) semi-confinado ou drenante ou <i>leaky</i> e (c) não-confinado, livre ou freático, mostrando os parâmetros hidráulicos envolvidos (Fonte: Feitosa, 1997).....	6
Figura 4. 2 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/B para o aquífero semi-confinado (drenante). As curvas são plotadas usando a equação (4.19) de Hantush (1956). O valor $r/B = 0$ representa a curva-padrão de Theis (1935) para o aquífero confinado (Fonte: Kresic, 1997).	11
Figura 4. 3 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/D para o aquífero não-confinado (Fonte: Kresic, 1997).....	12
Figura 4. 4 – Curvas de rebaixamento individuais e compostos para três poços alinhados (Fonte: Todd 1959).....	15
Figura 5. 1 – Sistema Rio-Aquífero-Poço (Fonte: Heath, 1983).	17
Figura 5. 2 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero real (a) com poço de bombeamento instalado vizinho ao rio e sua equivalência hidráulica (b) em plano vertical e (c) em plano horizontal (Fonte: Heath, 1983).....	18
Figura 5. 3 – Nomograma de análise de depleção do fluxo do rio provocada pelo poço, baseado no modelo Theis-Glover (<i>U.S. Department of the Interior</i> , 1981).	22
Figura 5. 4 – Geologias e geometrias do aquífero para as soluções obtidas por (a) Theis (1941), (b) Hantush (1965), e (c) Hunt (1999); (Fonte: Hunt, 1999).....	24
Figura 5. 5 – Vista plana do local do teste de bombeamento - sem escala (Fonte modificada Hunt et al., 2001).	28
Figura 5. 6 – Taxas de fluxo do dreno durante o teste medidas nos vertedores a montante e a jusante (Fonte Hunt et al., 2001).....	28
Figura 5. 7 – Rebaixamentos medidos nos poços de observação (Fonte Hunt et al., 2001).	29

Figura 5. 8 – Curva-padrão (adimensional) de rebaixamento calculado com base na equação (5.21) para a análise do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).	30
Figura 5. 9 – O melhor ajuste entre rebaixamentos observados e calculados do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).	30
Figura 5. 10 – Gráfico semi-log adimensional dos fluxos relativos de depleção do dreno calculada e medida (Fonte: Hunt et al., 2001).	31
Figura 5. 11 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre aquífero e rio (Fonte modificada: Chen 2003).	32
Figura 5. 12 – Representação esquemática mostrando os pontos de estagnação (y' e $-y'$). A infiltração induzida do rio ocorre no trecho entre y' e $-y'$ (Fonte: Chen e Yin, 2004).	33
Figura 6. 1 – Interface do software <i>GWFLOW</i> , mostrando a entrada de dados e sua saída de resultados.	35
Figura 6. 2 – Representação real do sistema rio-aquífero (Fonte: Anderson e Woessner, 1992). 37	
Figura 6. 3 – Representação conceitual do sistema rio-aquífero como é definida no pacote <i>RIVER</i> do <i>MODFLOW</i> (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).	37
Figura 6. 4 – Representação conceitual da drenança vertical (<i>leakage</i>) no sistema rio-aquífero (Fonte modificada: Anderson e Woessner, 1992).	37
Figura 6. 5 – Idealização da condutância do leito do rio de uma célula individual como é definida no pacote <i>RIVER</i> do <i>MODFLOW</i> (Fonte: Kresic, 1997).	38
Figura 6. 6 – Gráfico que mostra o fluxo vertical, <i>QRIV</i> , do rio à célula do aquífero em função da carga hidráulica, <i>h</i> , onde <i>RBOT</i> é a elevação da base do leito do rio e <i>HRIV</i> é o nível do rio (Fonte: Kresic, 1997).	38
Figura 6. 7 – Malha do sistema rio-aquífero com poço de bombeamento.	40
Figura 6. 8 – Saída da Calculadora do Balanço Hídrico (<i>PMWIN-PRO</i>) para o período de tensão de 90 dias mostrando as taxas volumétricas [L^3/T] para: (a) período de não-bombeamento, e (b) período de bombeamento.	43

Figura 6. 9 – Sistema de um aquífero hipotético discretizado (Fonte: McDonald e Harbaugh, 1986)..... 45

Figura 6. 10 – Fluxo da célula i,j,k para a célula $i,j-1,k$ (Fonte: McDonald e Harbaugh, 1986). . 47

Figura 6. 11 – Fluxo da célula i,j,k para a célula $i,j+1,k$ (Fonte: McDonald e Harbaugh, 1986). . 47

Figura 7. 9 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 0,5$ [m/d]. ..	61
Figura 7. 10 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 5$ [m/d].	62
Figura 7. 11 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 50$ [m/d]. ...	63
Figura 7. 12 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero.	64
Figura 7. 13 – Gráficos mostrando: (a) depleção total relativa, e (b) variação do volume percentual da depleção total em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, para o cenário de rio influente.	65
Figura 7. 14 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre rio e aquífero ($\Delta h \neq 0$) e superfície freática inclinada (Fonte modificada: Chen 2003).	66
Figura 7. 15 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do gradiente hidráulico.	67
Figura 7. 16 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da distância poço-rio.	69
Figura 7. 17 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutividade hidráulica horizontal, K_h	70
Figura 7. 18 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutividade hidráulica vertical, K_v	72

Figura 7. 19 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentua

Figura 8. 1 – Mapa do Estado da Bahia com destaque à região oeste e os domínios hidrogeológicos.....	83
Figura 9. 1 – Área de estudo incluindo a Fazenda Campo Aberto e seus oito (08) poços produtores (Fonte: Schuster, 2003).	86
Figura 10. 1 – Curvas de rebaixamento (s [m] vs. t [s]) observadas (linha pontilhada) nos dois poços de observação (O1a e O1c) do poço P1 medidas em setembro de 2003 e as respectivas curvas de calibração dos parâmetros hidrodinâmicos (linhas contínuas) obtidas através da otimização automática <i>PEST</i> do programa <i>PMWIN-MODFLOW</i> (Fonte: Schuster, 2003). A taxa de bombeamento foi $Q = 542\text{m}^3/\text{h}$ e a duração do teste de bombeamento foi cerca de $t = 64.800$ segundos ou 18 horas.....	88
Figura 11. 1 – Representação esquemática mostrando o sistema de 3 camadas da formação Urucuia no local da Fazenda. Campo Aberto.	90
Figura 11. 2 – Área selecionada da simulação com <i>PMWIN</i> e a sua discretização incluindo os dois rios de interesse e os locais dos oito poços instalados na fazenda de Campo Aberto.	91
Figura 11. 3 – Curvas de depleções em função do gradiente hidráulico natural (vide modelo 1 – 6) para o período de 365 dias, no qual os 04 poços foram bombeados 180 dias seguidos por 185 dias de não-bombeamento.	93
Figura 11. 4 – Curvas montadas a partir das Figs. 11.1(a,b,c,d,e,f) mostrando a) a depleção do fluxo de base e b) a infiltração induzida do rio em função do gradiente hidráulico natural.	95
Figura 11. 5 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 0$ e $\Delta h = 0$ m (modelo 1) após 180 dias de bombeamento.....	98
Figura 11. 6 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3/dia) do caso apresentado na Fig. 11.5 (modelo 1) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	98

Figura 11. 7 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 0$ e $\Delta h = 0,3$ m (modelo 2) após 180 dias de bombeamento.....	99
Figura 11. 8 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.7 (modelo 2) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	99
Figura 11. 9 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 1e-4$ (modelo 4) após 180 dias de bombeamento.....	100
Figura 11. 10 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.9 (modelo 4) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	100
Figura 11. 11 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 2,5e-4$ (modelo 5) após 180 dias de bombeamento.....	101
Figura 11. 12 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.11 (modelo 5) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	101
Figura 11. 13 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 1e-3$ (modelo 6) após 180 dias de bombeamento.....	102
Figura 11. 14 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3 /dia) do caso apresentado na Fig. 11.13 (modelo 6) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.....	102
Figura 11. 15 – Curvas de taxas de infiltração do rio (vide Tab. 11.2) para bombeamento de 1 ano de duração para um conjunto de um poço, dois poços, quatro poços e oito poços na fazenda Campo Aberto baseado no modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$).	104

Figura 12. 1 – Curvas de rebaixamento adimensionais versus tempo adimensional para dois aquíferos confinados e um aquífero para os parâmetros $\beta_{11} = \beta_{21} = r/B_{11} = r/B_{21} = 0,1$ (Fonte: Neuman e Witherspoon, 1969, apud Freeze e Cherry, 1979).....	105
Figura 12. 2 – Geologia do aquífero de multi-camadas para visualizar a solução de Boulton (1963) (Fonte:Hunt e Scott 2003d).	107
Figura 12. 3 – Gráfico mostrando as soluções de Theis, Hantush e Boulton junto com os seus respectivos limites de validade indicados pelas equações (12.4) e (12.5). A curva η é o rebaixamento no aquífero superior com o coeficiente de armazenamento S_y (Fonte: Hunt e Scott, 2003d).....	108
Figura 12. 4 – Comparação dos rebaixamentos simulados até 10.000 dias no poço P ₁ instalado na Faz. Campo Aberto levando em consideração o efeito da infiltração de um rio (Gráficos a e b) e sem interferência do rio (Gráficos c e d).	110
Figura 12. 5 – Comparação dos rebaixamentos simulados até 10.000 dias no poço P ₁ instalado na Faz. Campo Aberto em conjunto com os demais 07 poços em bombeamento levando em consideração o efeito da infiltração de um rio (Gráficos a e b) e sem interferência do rio (Gráficos c e d).....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 6. 1 – Valores dos principais parâmetros do modelo (Fonte: Chen e Yin, 2004).....	40
Tabela 7. 1 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965).	50
Tabela 7. 2 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).	50
Tabela 7. 3 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).	52
Tabela 7. 4 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).	52
Tabela 7. 5 – Resumo dos volumes de depleção para dez diferentes condutâncias unitárias do leito do rio C^* variando de 0,5 até 50 [m/d].	56
Tabela 7. 6 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento contínuo.	78
Tabela 7. 7 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento intermitente.	78
Tabela 10. 1 – Poços tubulares profundos (Formação Posse) da Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).....	87
Tabela 10. 2 – Distâncias em metros entre os poços na Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).....	88
Tabela 10. 3 – Parâmetros hidrodinâmicos ajustados ao redor do poço P1 através do modelo de duas camadas com o pacote de estimação de parâmetros <i>PEST</i> (Fator de convergência: $\phi = 2,04 \times 10^{-2}$) (Fonte: Schuster, 2003).....	89

Tabela 11. 1 – Volumes totais e percentuais das taxas de depleções com duração de 365 dias (180 dias de bombeamento e 185 de não-bombeamento) para os 6 modelos simulados e apresentados na mesma ordem das Figs. 11.3. 94

Tabela 11. 2 – Taxa de infiltração mensal do rio (m^3/d) baseada no modelo 2 de simulação (rio efluente e gradiente hidráulico nulo) durante o período de 1 ano de bombeamento contínuo em função de poços em bombeamento com taxa de $500 m^3/h$ cada um. As últimas 3 colunas desta tabela apresentam o volume total e percentual d'água bombeado durante o ano de bombeamento. 103

Tabela 11. 3 – Valores médios da Tab. 11.2 relativos aos 8 poços individuais, aos 3 conjuntos de dois poços, aos 2 conjuntos de quatro poços e à um conjunto de oito poços em bombeamento.104

LISTA DE ANEXOS

TABELAS

Tabela A. 1 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965). A penúltima coluna representa a taxa de infiltração induzida do rio calculada pelo programa analítico GWFLOW.	120
Tabela A. 2 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).....	120
Tabela A. 3 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).	121
Tabela A. 4 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).....	121
Tabela A. 5 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 1 ($\Delta h = 0$ m e $i = 0$) da Faz. Campo Aberto.	122
Tabela A. 6 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) da Faz. Campo Aberto.....	122
Tabela A. 7 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 3 ($i = 1e-4$) da Faz. Campo Aberto.	123
Tabela A. 8 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 3 ($i = 2,5e-4$) da Faz. Campo Aberto.	123
Tabela A. 9 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 5 ($i = 5e-4$) da Faz. Campo Aberto.	124
Tabela A. 10 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 6 ($i = 1e-3$) da Faz. Campo Aberto.	124

FIGURAS

Figura A. 1 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com um poço bombeando por um ano.	125
Figura A. 2 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 2 poços bombeando por um ano.	125
Figura A. 3 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 4 poços bombeando por um ano.	126
Figura A. 4 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 8 poços bombeando por um ano.	126

LISTA DE SÍMBOLOS

- b' = espessura saturada do aquífero [L]
 B = fator de drenança [L]
 B = drenança do leito do rio [L]
 c = resistividade hidráulica [T]
 C = condutância do leito do rio (definida no *MODFLOW*) [L^2/T]
 C^* = condutância unitária do leito do rio [L/T]
 D = fator de drenagem [L]
 D_i = infiltração induzida relativa
 D_b = redução do fluxo de base relativa
 D_t = depleção total relativa
 D_s = depleção do armazenamento do aquífero relativa
 E_1 = integral exponencial
erfc = função erro complementar
 h = carga hidráulica [L]
 h_0 = carga hidráulica inicial [L]
 H = elevação da superfície livre do rio [L]
 K = condutividade hidráulica do aquífero [L/T]
 K_h = condutividade hidráulica horizontal [L/T]
 K_v = condutividade hidráulica vertical [L/T]
 K' = condutividade hidráulica do aquífero [L/T]
 K'' = condutividade hidráulica do material do leito do rio [L/T]
 K_0 = função Bessel do segundo tipo de ordem zero
 L' = fator de drenança [T^{-1}]
 L = menor distância entre o poço e a margem do rio [L]
 L'' = trecho do rio (definido no *MODFLOW*) [L]
 ℓ = perímetro molhado [L]
 m' = espessura do leito do rio [L]
 M = espessura do leito do rio (definido no *MODFLOW*) [L]
 n_{ef} = porosidade efetiva
 q = componente vertical da vazão específica [L/T]
 ΔQ = depleção total do fluxo do rio [L^3/T]
 Q_i = infiltração induzida do rio [L^3/T]

Q_b = redução do fluxo de base [L^3/T]
 Q_s = depleção do armazenamento do aquífero [L^3/T]
 Q_w = taxa de fluxo do poço ou taxa de bombeamento [L^3/T]
 r = coordenada radial [L]
 r_w = raio do poço [L]
 R' = raio de influência do poço [L]
 R = recarga [L/T]
 s = rebaixamento do aquífero bombeado [L]
 s_R = rebaixamento no limite do cone de rebaixamento [L]
 S = coeficiente de armazenamento
 S_s = armazenamento específico [L^{-1}]
 S_y = rendimento específico
 t = tempo [T]
 T = transmissividade [L^2/T]
 V = volume [L^3]
 W = largura do rio (definido no *MODFLOW*) [L]
 $W(u)$ = função do poço (Theis) para aquífero confinado
 $W(u, r/B)$ = função do poço (Hantush) para aquífero semi-confinado
 $W(u_A, u_B, r/D)$ = função do poço (Boulton) para aquífero não-confinado
 u = variável de integração
 u_R = variável definida no limite do cone de rebaixamento
 x = coordenada horizontal [L]
 y = coordenada horizontal [L]
 z = coordenada vertical [L]
 α = índice de retardação de Boulton [T^{-1}]
 α' = difusividade hidráulica do aquífero [L^2/T]
 δ = função delta de Dirac
 θ = variável de integração
 λ = coeficiente de resistência do leito do rio [L/T]

Modelagem de Fluxo Subterrâneo com Vistas à Depleção do Rio como Efeito do Bombeamento Extremo em uma Área de Estudo Situada no Oeste Baiano

José Leonardo Ferreira da Cruz

RESUMO

O presente trabalho apresenta simulações numéricas de modelos de depleção do sistema rio-aquífero para administração e concessão de outorgas das águas subterrâneas. Para alcançar estes objetivos técnicas de modelagem numérica são aplicadas para analisar a depleção de fluxo de rio a qual é causada por um poço instalado numa distância de um rio.

A primeira parte deste estudo utiliza um modelo hipotético e simples e calcula as respectivas taxas de infiltração induzida do rio e de fluxo de base sob a variação dos diversos parâmetros geométricos e hidrogeológicos do sistema rio-aquífero em que ambos contribuem para a depleção total do fluxo de rio. Os resultados das simulações realizadas sugerem que o impacto da infiltração induzida do rio é mais curto que daquele do fluxo de base. Os efeitos residuais que ocorrem depois do desligamento da bomba e que são também analisados neste modelo podem continuar a serem efetivos ainda por bastante tempo.

Na segunda parte são aplicados os conhecimentos adquiridos nas simulações hipotéticas em um caso real (aquífero arenito de Urucuia localizado no oeste do estado da Bahia). Este estudo posterior calcula tanto a componente de infiltração induzida como o fluxo de base para o aquífero Urucuia com rios pertencentes ao mesmo.

Com base nos dados hidrogeológicos determinados por alguns testes de poço e de aquífero realizados no ano de 2003 pela Superintendência de Recursos Hídricos da Bahia (SRH-Bahia), a área de estudo é simulada (Fazenda Campo Aberto) sob diferentes gradientes hidráulicos e diversos esquemas de bombeamento e longa duração.

O presente trabalho ajuda entender melhor a complexa interação hidrológica do sistema rio-aquífero em áreas onde qualidade e quantidade da água subterrânea é em questão e providencia informações importantes para o plano de gerenciamento e gestão dos recursos hídricos.

Ground Water Modeling in View of River Depletion as an Extreme Pumping Effect in a Study Area located in Western Bahia State

José Leonardo Ferreira da Cruz

ABSTRACT

This present work presents numerical simulations of stream-aquifer depletion models for groundwater rights administration and decisions. To achieve these objectives numerical modeling techniques are used to analyze streamflow depletion which are generated by a pumping well located at a given distance from the river.

The first part of the study uses a simple hypothetical stream-aquifer model under varying geometrical and hydrogeological parameters of the stream-aquifer system and calculates the induced stream infiltration and reduced baseflow rates, respectively, which both contribute to total streamflow depletion. The simulation results suggest that the induced infiltration has a shorter term impact on streamflow while the reduced baseflow shows a longer term effect.

The residual effects in the postpumping period which can last very long are also studied in this model.

Based on the knowledges of the hypothetical model the second part of the study calculates the both depletion flow components for a real sandstone aquifer (Urucuia aquifer located in the western part of Bahia state) with its hydraulically connected streams. Known the hydraulic parameters determined from well and aquifer tests done by the water agency of Bahia state in 2003, the selected study area (Fazenda Campo Aberto) is simulated for different hydraulic gradients under varying well pumping scheme and long term pumping periods.

The present work helps in understanding the hydrologic interactions between stream and aquifer for areas where groundwater quantity and quality are a concern and provides useful information to the development of water resource management plan.

1. INTRODUÇÃO

A água subterrânea é um dos principais recursos de água do planeta. Ela tem sido a principal fonte de água doce para muitos municípios, indústrias, e para a irrigação. Em virtude das águas superficiais serem visíveis, muitos acreditam que fontes de água como rios, barragens e lagos são a maior fonte de atendimento das necessidades hídricas da humanidade. Na verdade, aproximadamente 97% da água doce disponível no planeta estão localizados no subsolo, deste modo, apenas cerca de 3% da água potável disponível na Terra provém das reservas de água superficial.

Em regiões áridas e semi-áridas do mundo, a água subterrânea tem sido usada extensivamente para a irrigação. Investigações indicam que as retiradas de água subterrânea para a irrigação aumentaram tremendamente nas duas últimas décadas e continuarão crescendo no futuro. Quando as retiradas ocorrem a partir de um aquífero que é hidraulicamente conectado as características da água superficial, a água removida a partir do aquífero para irrigar as plantações reduz o fluxo disponível para manter os espaços vitais em rios, lagos, e terrenos alagados.

Vazões a partir de um poço de bombeamento em um aquífero que é hidraulicamente conectado a um rio consistem da água removida a partir do armazenamento do aquífero, como também da água infiltrada a partir da parcial penetração do rio no aquífero. A parcela da vazão do poço derivada a partir do rio reduz o fluxo do mesmo. Isto pode ocorrer tanto como uma redução do fluxo de água subterrânea para o rio (redução do fluxo de base do rio) como um aumento do fluxo a partir do rio para o aquífero (infiltração induzida do rio). A soma destas duas parcelas, redução do fluxo de base e infiltração induzida é comumente chamada de depleção total de um rio, sendo bastante importante principalmente para pequenos rios. Esta taxa de depleção é também chamada de retirada e frequentemente afeta adversamente a quantidade e a qualidade da água em rios durante os períodos de estiagem.

Conflitos têm ocorrido entre grupos de usuários de água subterrânea e água superficial; conseqüentemente o desenvolvimento de um projeto de uso conjunto da água se torna importante. Deste modo, é essencial determinar esta retirada através da outorga dos recursos hídricos para que haja um adequado gerenciamento sobre os direitos de uso da água dos sistemas rio-aquífero. Para a determinação desta taxa de depleção pode-se usar tanto modelos analíticos como numéricos, sendo estes os mais usados em sistemas rio-aquífero, em virtude destes sistemas apresentarem grande complexidade hidrogeológica.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Várias soluções analíticas que descrevem as taxas de depleção do rio e volume d'água retirado durante um período de bombeamento têm sido desenvolvidas. Theis (1941) usou o *método das imagens* para obter a solução para um poço ao lado de um rio longo, retilíneo, completamente penetrante com uma conexão hidráulica perfeita para um aquífero semi-infinito. Glover e Balmer (1954) reescreveram a solução integral obtida por Theis por uma função de erro complementar, e a solução de Theis é agora comumente chamada como a *solução de Glover-Balmer*. Hantush (1965) obteve uma solução para o mesmo aquífero semi-infinito quando o leito do rio estava forrado com material semipermeável. Jenkins (1968) usou superposição e translação de tempo com a solução de Glover-Balmer para obter soluções para horários de bombeamento intermitentes. Além disso, ele descreveu os impactos residuais depois da parada do bombeamento e brevemente discutiu o bombeamento não-uniforme. Wallace et al. (1990) desenvolveram uma solução analítica para a taxa de depleção do rio e volume d'água retirado causados por bombeamento cíclico de poços próximos a rio completamente penetrante com leito permeável.

Spalding e Khaleel (1991) e Sophocleous et al. (1995) usaram modelos numéricos para avaliar o resultado de suposições simplificadas que foram usadas para obter as soluções de Glover-Balmer e de Hantush.

Representação mais realística do sistema rio-aquífero incorporou a parcial penetração do rio e pequena largura (até zero) desenvolvida por Hunt (1999) e com uma finita largura do rio por Zlotnik & Huang (1999); Zlotnik et al. (1999); Butler et al., (2001). Em contraste com Hantush (1965), estes autores também consideraram os efeitos da parcial penetração do rio. Darama (2001) desenvolveu uma solução analítica para depleção do rio através de bombeamento cíclico não-uniforme de poços perto de um rio parcialmente penetrante com leito semipermeável.

Como as estimativas de depleção do rio são dependentes do modelo, vários estudos numéricos avaliaram a sensibilidade dos parâmetros e o impacto de várias suposições, as quais são muito provavelmente violadas sob condições reais, incluindo estudos numéricos feitos por Spalding & Khaleel (1991); Sophocleous et al. (1995); Conrad & Beljin (1996); Christensen (2000) e Butler et al. (2001). Estes fatores são listados em ordem decrescente de importância como segue: (1) condutância do leito do rio; (2) grau de penetração do aquífero pelo rio; (3) horizontal fluxo de água subterrânea (suposição de Dupuit); (4) uniformidade do aquífero; (5) grau de penetração do aquífero pelo poço de bombeamento.

Todos estes estudos assumiram que não havia nenhum gradiente hidráulico entre o rio e aquífero antes do bombeamento da água subterrânea e, assim, toda a depleção é a partir do rio. Para um *rio efluente* (rio “alimentado” por aquífero subterrâneo, $\Delta h > 0$) parcialmente penetrante, o bombeamento de água subterrânea perto do mesmo, pode reduzir o fluxo de base que descarregaria para o rio, e o bombeamento induziria a infiltração do rio para o aquífero quando um suficientemente longo bombeamento gerasse uma reversão de gradiente hidráulico a partir do rio para o aquífero. Wilson (1993) demonstrou que uma análise separada das duas componentes da depleção é particularmente importante para áreas onde a qualidade da água é assunto preocupante. A solução de Wilson (1993), porém, é somente boa para regime de fluxo estacionário.

Chen (2003) desenvolveu uma solução analítica do sistema rio-aquífero mais realístico baseada na solução de Theis (1941), e Chen e Yin (2004) uma solução semi-analítica baseada na solução de Hunt (1999) para calcular a depleção do rio e a redução do fluxo de base separadamente.

Infelizmente, experimentos de campo que poderiam ser utilizados na avaliação de vários modelos são raros. Sophocleous et al. (1988) estudaram um sistema bi-aquífero onde uma camada de argila relativamente contínua separava dois aquíferos interconectados. O poço de bombeamento estava localizado no aquífero mais baixo, e o rio com penetração rasa estava no aquífero superior. Recentemente, Hunt et al., (2001) executaram um teste de bombeamento ao longo de um rio pequeno do tipo dreno com uma baixa taxa de fluxo. Nyholm et al. (2002) apresentaram resultados de um estudo de campo de uma bacia completada com análise numérica. Embora, somente poucos resultados são mostrados a partir da aplicação de modelos analíticos, Nyholm et al. (2002) observam que estes modelos tendem a superestimar a depleção do rio.

3. OBJETIVOS

O objetivo deste estudo é investigar através de simulações numéricas a viabilidade da identificação de parâmetros hidrogeológicos do aquífero e dos rios, e a predição da depleção do rio sob condições de bombeamento de longa duração na época de irrigação. Neste estudo, dá-se ênfase nos seguintes aspectos:

1. Simulações numéricas para um sistema rio-aquífero-poço de complexidade hidrogeológica crescente e comparar os resultados com a solução analítica de modelos simplificados de Theis-Glover e de Hantush comumente usada na gestão dos recursos hídricos

2. Análises detalhadas das taxas de redução do fluxo de base e infiltração induzida do rio para o sistema rio-aquífero onde o nível d'água, gradiente hidráulico no aquífero, condutância do leito rio, distâncias entre o poço de bombeamento e rio, declividade do nível do lençol freático, parâmetros hidrogeológicos do aquífero, taxa de recarga superficial do aquífero, e efeitos residuais causados através da programação de bombeamento intermitente são variáveis nos modelos numéricos aplicados;
3. Aplicação dos estudos de simulação realizados nos itens 1 e 2 em um caso real no oeste do estado da Bahia. Será tentado numa análise compreensiva avaliar quantitativamente o efeito do super-bombeamento numa área agrícola localizada no aquífero Urucua na porção oeste do estado da Bahia, que é cercada por rios e fortemente irrigada por numerosos poços de alta retirada, através do modelo numérico com base nos dados hidrodinâmicos obtidos pelos vários testes de bombeamento executados entre os anos de 2001 e 2003.
4. Recomendações à Superintendência de Recursos Hídricos da Bahia em Salvador (SRH) no sentido de avaliar o caráter integrado dos recursos hídricos e seus efeitos como a retirada de água subterrânea sobre a disponibilidade de água superficial na outorga adequada na região oeste da Bahia.

Este presente estudo genérico de modelagem numérica dos modelos rio-aquífero é utilizado para analisar a depleção total do rio em forma de taxas de depleção e volumes de depleção. O foco das análises está nas soluções numéricas que podem ser usadas para avaliar a infiltração induzida do rio e a redução do fluxo de base geradas através do bombeamento da água subterrânea para o caso de rios efluentes. As características transientes das duas componentes da depleção total do rio, redução do fluxo de base e infiltração induzida do rio, são avaliadas separadamente através do uso do programa de diferenças finitas para modelagem do fluxo de água subterrânea *MODFLOW* (McDonald & Harbaugh, 1988) junto com sua acompanhante a calculadora do balanço hídrico a qual calcula principalmente termos de fluxo de armazenamento do aquífero e drenança do rio.

As simulações realizadas foram feitas para 90 até 180 dias de bombeamento que correspondem ao período da irrigação. Posteriormente as componentes da depleção total do rio devem ser avaliadas para um período de pós-bombeamento de 275 até 185 dias e, deste modo, os efeitos residuais devem ser estudados após o término do bombeamento contínuo.

4. PRINCÍPIOS

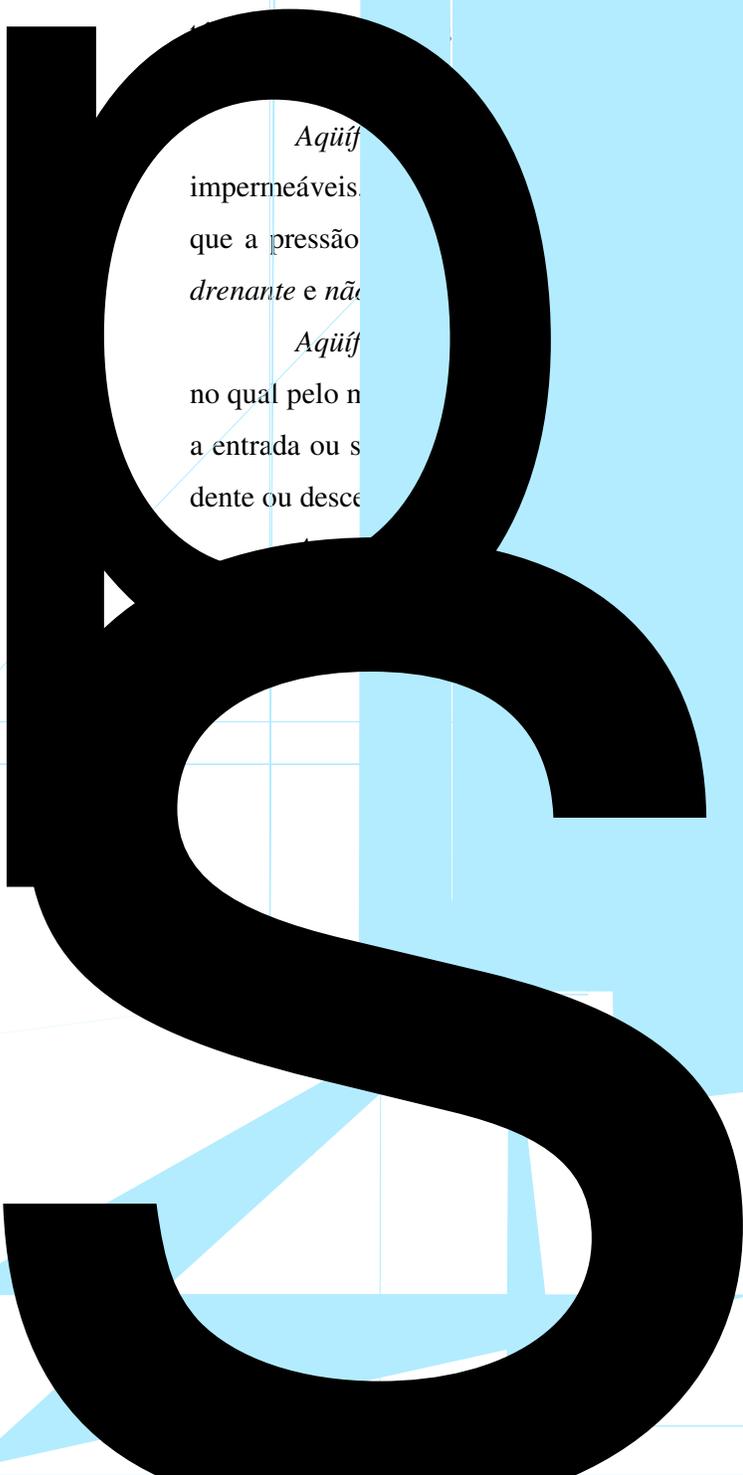
Este capítulo encontra-se em muitos livros texto de geologia entre os muitos

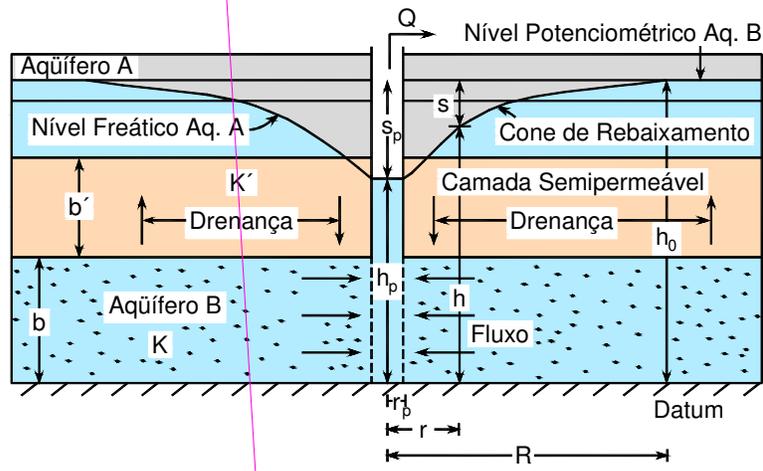
Na história da geologia que qual os tipos naturais.

Uma

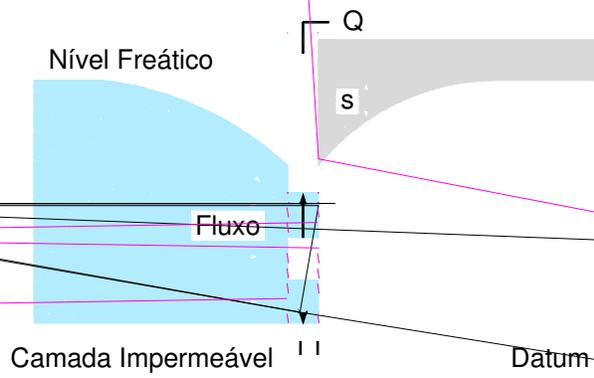
Aquífera
impermeáveis.
que a pressão
drenante e não

Aquífera
no qual pelo n.
a entrada ou s.
dente ou desce





b)



Uma situação semelhante é o fluxo radial para um único poço totalmente penetrante em um aquífero homogêneo, isotrópico e de extensão horizontal infinita com base horizontal e nível piezométrico também horizontal. O *fluxo radial* para um poço perfeito é descrito pela seguinte equação parcial:

$$\frac{T}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = T \left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} \right) = S \frac{\partial h}{\partial t}; \text{ com } r = \sqrt{x^2 + y^2}, h = h(t, r) \text{ e } r > 0 \quad (4.2)$$

A equação (4.2) é usualmente reescrita para o *rebaixamento* $s(r, t)$ com respeito a uma *carga hidráulica inicial* h_0 , de forma que $s(t, r) = h_0 - h(t, r)$.

$$T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = S \frac{\partial s}{\partial t} \quad \text{para } (0 < r < \infty, \quad 0 < t < \infty) \quad (4.3)$$

Para uma taxa de retirada constante Q_w começando no tempo $t = 0$, as condições de contorno e iniciais são determinadas por:

$$s(t, r = \infty) = 0 \quad \text{para } (0 < r < \infty) \quad (4.4a)$$

$$s(t, r) = 0 \quad \text{para } (0 < t < \infty) \quad (4.4b)$$

$$\left(2\pi T \frac{\partial s}{\partial r} \right) \Big|_{r=0} = 0 \quad \text{para } (0 < t < \infty) \quad (4.4c)$$

A equação (4.4a) requer que o rebaixamento no aquífero bombeado desapareça para uma distância infinita medida a partir do poço de bombeamento. A equação (4.4b) requer que o rebaixamento no aquífero bombeado desapareça em um infinito tempo de bombeamento. A equação (4.4c) requer que o fluxo infiltrado para dentro do poço seja igual à abstração ao longo de todo o tempo de bombeamento. A solução é a conhecida *fórmula de Theis* (1935), que possui a seguinte forma:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \exp(-u) \frac{du}{u} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (4.5)$$

onde:

$$W(u) = E_1 = \int_u^\infty \exp(-u) \frac{du}{u} \text{ é a função de Theis com o parâmetro } u = \frac{Sr^2}{4Tt} \quad (4.6)$$

o qual é adimensional e recíproco ao tempo t .

A função do poço $W(u)$ pode ser desenvolvida em uma série, a partir da qual pode ser calculada para todos os propósitos práticos a partir da seguinte série:

$$W(u) = -\ln(u) - 0.57721 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n u^n}{(n)(n!)} \approx -0.5772 - \ln(u) - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \quad (4.7)$$

No regime de fluxo estacionário não existe solução para o aquífero infinito, situação descrita anteriormente. Como, porém, para elevados tempos t o cone de depressão formado ao redor do poço sofrerá mudanças lentamente, um aproximado estado estacionário pode ser derivado a partir da equação (4.5). Para um tempo t elevado em uma distância fixa r a variável u torna-se um baixo valor. Se $u < 0,01 - 0,05$, então é suficiente usar apenas os primeiros dois termos da equação (4.7). A partir destes dois termos chegasse à equação (Cooper e Jacob, 1946):

$$s(t, r) = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \ln(u)) = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{0,561468}{\frac{r^2 S}{4Tt}} = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{R'}{r} \right) \quad (4.8)$$

com $R' = \sqrt{2.25(Tt/S)}$

onde R' é o *raio de influência* além do qual o rebaixamento, s , é zero. Tornando-se R' constante, obtém-se uma solução para um regime de fluxo praticamente estacionário.

Se há uma recarga uniformemente distribuída $q > 0$, uma solução para um verdadeiro regime de fluxo estacionário existe:

$$s(t, r) = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{R'}{r} \right) + \frac{(R'^2 - r^2)q}{4T} \quad \text{com } R' = \sqrt{Q/(\pi q)} \quad (4.9)$$

A equação (4.8) pode também ser usada no aquífero freático contanto que o rebaixamento permaneça pequeno em relação à espessura do aquífero. Uma melhor aproximação é possível se o rebaixamento observado, s , é corrigido de forma que (Jacob, 1944):

$$s' = s - \frac{s^2}{2h_0} \quad (4.10)$$

Para aproveitar esta transformação (Eq. 4.10), deve-se usar a equação de fluxo para o poço em *coordenadas radiais* para o aquífero freático.

$$K \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} \right) = 2S_y \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.11)$$

A equação (4.11) é não-linear. É assumido que a base horizontal do aquífero está na elevação zero. Deste modo, a superfície da água subterrânea indica ao mesmo tempo a espessura do fluxo saturado. O coeficiente de *rendimento específico*, S_y , substitui o coeficiente de armazenamento, S . Substituindo $h = h_0 - s$ na equação (4.11) e usando as seguintes relações, temos:

$$T' = K \cdot h_0 \quad (4.12a)$$

$$S' = \frac{S_y h_0}{h_0 - s} \quad (4.12b)$$

$$s' = s - \frac{s^2}{2h_0} = \frac{h_0^2 - h^2}{2h_0} \quad (4.12c)$$

pode-se então reescrever a equação (4.11), como:

$$T' \left(\frac{\partial^2 s'}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s'}{\partial r} \right) = S' \frac{\partial s'}{\partial t} \quad (4.13)$$

Esta equação é análoga à equação (4.3) quando se assume que o armazenamento aparente, S' , é aproximadamente constante (ou seja $s \ll h_0$). A solução passa a ser então:

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} W \left(\frac{S' r^2}{4Tt} \right) \quad (4.14)$$

multiplicando por $2h_0$ e aproximando a função do poço através dos dois primeiros termos da sua série expansão (Eq. 4.7), obtém-se finalmente:

$$s'2h_0 = h_0^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln\left(\frac{R'}{r}\right) \quad \text{com } R' = \sqrt{2.25(Kh_0t/S_y)} \quad (4.15)$$

Um regime de fluxo praticamente estacionário é obtido através da escolha de um valor constante para R' em um elevado tempo t .

O caso de um único poço em um aquífero homogêneo, semi-confinado de extensão infinita também pode ser resolvido analiticamente.

$$T\left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r}\right) = S \frac{\partial h}{\partial t} + L(h_0 - h) \quad (4.16)$$

O segundo termo do lado direito da equação (4.16) representa a taxa da infiltração vertical para o aquífero através de uma ou ambas as camadas limitantes semipermeáveis definidas pelo *fator de drenança*, L' , que é dado pelo quociente da *condutividade hidráulica vertical*, K' e a *espessura*, b' , da camada semipermeável.

$$L = \frac{1}{c} = \frac{K'}{b'} \quad (4.17a)$$

onde c é o chamado *coeficiente de resistência hidráulica* da camada confinante:

$$c = \frac{b'}{K'} \quad (4.17b)$$

H é agora a carga hidráulica num aquífero sobreposto e/ou sotoposto e, ao mesmo tempo, a carga inicial num aquífero principal.

A solução da equação (4.16) de um aquífero semi-confinado sob condições de contorno (Eqs. 4.4a – 4.4c) foi determinada por Hantush (1956) assumindo duas suposições adicionais bem restritivas que (1) a carga hidráulica do aquífero sobreposto e não-bombeado fica constante durante o bombeamento (condição de contorno de potencial fixo), e (2) a taxa de drenança vertical ao aquífero bombeado é proporcional ao gradiente hidráulico através do aquífero drenante, que significa que o coeficiente de armazenamento do aquífero é igual a zero durante o bombeamento em regime transitório.

$$s(t, r) = h_0 - h(t, r) = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right) \quad (4.18)$$

sendo

$$W\left(u, \frac{r}{B}\right) = \int_u^\infty \frac{1}{u} \exp\left(-u - \frac{r^2}{4B^2u}\right) du \quad (4.19)$$

a função do aquífero drenante ou, também conhecida como a função de Hantush dos dois parâmetros adimensionais $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$ e $\frac{r}{B} = r \sqrt{\frac{K'}{Tb'}}$.

A Fig. 4.2 apresenta a plotagem da função de Hantush versus $1/u$ para diversos valores de r/B . Se o aquífero é impermeável, isto é, se $K' = 0$, então $r/B = 0$, e a solução de Hantush torna-se a solução de Theis.

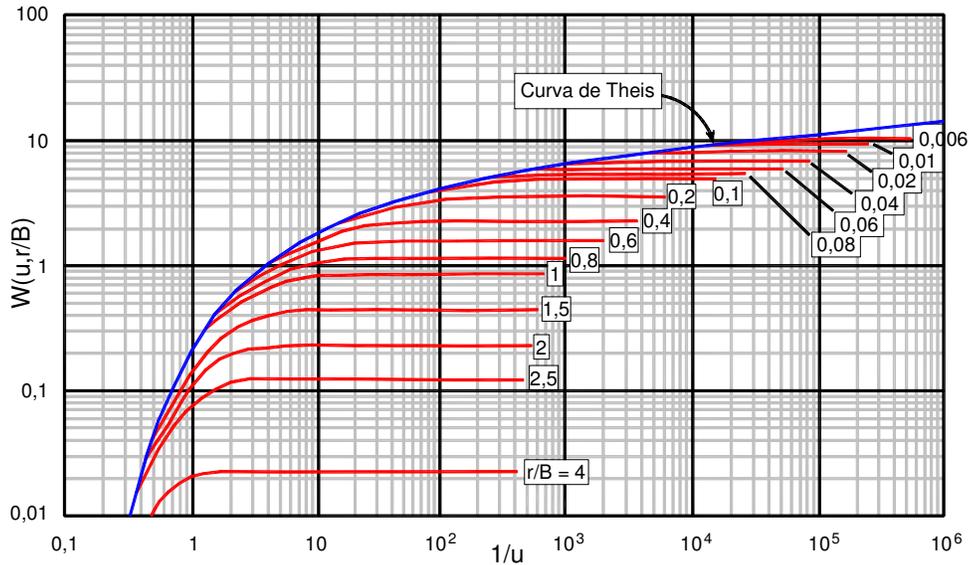


Figura 4. 2 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/B para o aquífero semi-confinado (drenante). As curvas são plotadas usando a equação (4.19) de Hantush (1956). O valor $r/B = 0$ representa a curva-padrão de Theis (1935) para o aquífero confinado (Fonte: Kresic, 1997).

Uma solução para um regime de fluxo verdadeiramente estacionário existe, e ela é obtida a partir da equação (4.18), tomando o limite $t \rightarrow \infty$.

$$s = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{B}\right) \quad (4.20)$$

onde K_0 é a função de Bessel do segundo tipo de ordem zero.

A resposta do aquífero não-confinado ou freático ao poço de bombeamento é normalmente considerada diferente da resposta do aquífero confinado. Uma suposição de Theis na derivação da equação do poço é que a água é retirada a partir do armazenamento instantaneamente com uma diminuição na carga hidráulica. Esta suposição não é aceita para a maioria dos aquíferos não-confinados devido a um atraso na liberação de água a partir do armazenamento. Este retardamento é causado através da lenta drenagem gravitacional através dos poros do aquífero dentro do cone de depressão e acima da superfície de carga hidráulica, especialmente no início do bombeamento. Como resultado, o coeficiente de armazenamento determinado a partir de dados do início do rebaixamento e usando a (inalterada) equação será subestimado. Um valor do rendimento específico mais realístico é obtido a partir dos dados do rebaixamento mais tardios quando o cone de depressão propaga-se e a drenagem gravitacional entra em equilíbrio com a influência do bombeamento. Quando os poros médios possuem uma alta porosidade efetiva, a resposta do aquífero irá ser menos atrasada e pode tornar-se similar à do aquífero confinado. Um gráfico log-log do rebaixamento em função do tempo indica três distintos segmentos como o resultado de uma resposta atrasada do aquífero (Fig. 4.3).

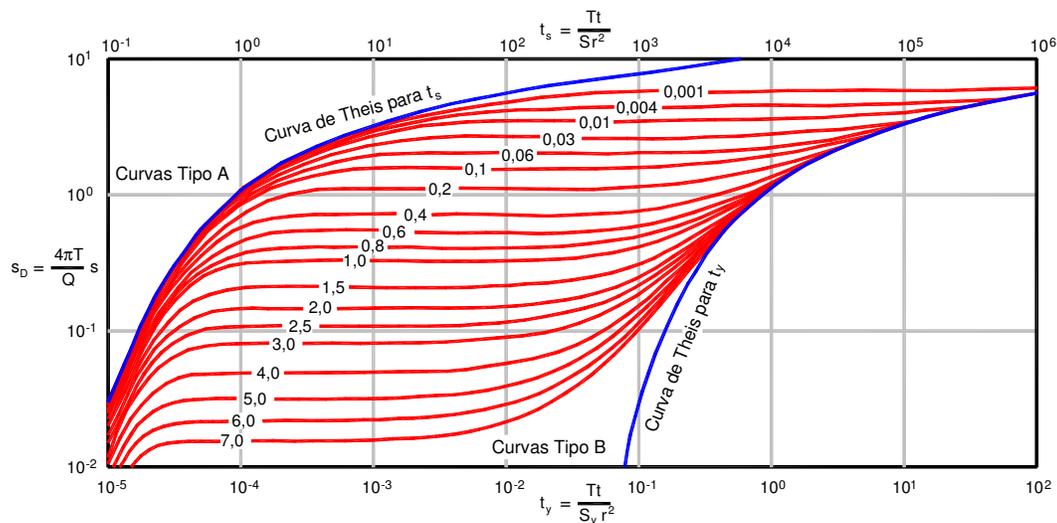


Figura 4. 3 – Curvas-padrão para diferentes valores de r/D para o aquífero não-confinado (Fonte: Kresic, 1997).

Boulton (1963) deduziu uma equação *integrodiferencial* que considera os três diferentes segmentos da curva de rebaixamento no aquífero não-confinado:

$$T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial^2 r} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = S \frac{\partial s}{\partial t} + \alpha S_y \int_0^t \frac{\partial s}{\partial t} \exp[-\alpha(t-\tau)\tau] d\tau \quad (4.21)$$

onde o último termo do lado direito expressa a taxa da *drenança retardada* por área unitária no tempo t .

Na equação (4.21), $\alpha [T^{-1}]$ é a *constante empírica* e τ é o *incremento de tempo* ($\tau < t$). A solução qualitativa da complexa equação de Boulton é a seguinte:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u_A, u_B, \frac{r}{D}\right) \quad \text{com } u_A = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad \text{e} \quad u_B = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (4.22)$$

onde $W\left(u_A, u_B, \frac{r}{D}\right)$ é a *função de Boulton*.

1. Para tempos curtos (1º trecho da curva de rebaixamento mostrada na Fig. 4.3), o segmento logo no início mostra um rápido rebaixamento similar ao aquífero confinado. Quase todo o fornecimento de água para o poço vem a partir do armazenamento do aquífero na zona saturada. Não há água gravitacional acima da carga hidráulica dentro do cone de depressão, contudo o mesmo alcançou a zona saturada. O coeficiente de armazenamento, S , é próximo para um aquífero confinado.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u_A, \frac{r}{D}\right) \quad \text{com } u_A = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (4.23)$$

O *fator de drenagem*, D , é dado pela seguinte expressão:

$$D = \sqrt{\frac{1}{\alpha} \frac{T}{S_y}} \quad (4.24)$$

onde $1/\alpha$ é o *índice de retardo de Boulton* [T] e S_y o *rendimento específico*.

2. Para tempos intermediários (2º trecho da curva de rebaixamento da Fig. 4.3), o segmento intermediário é uma curva plana a qual indica que a água gravitacional é alcançada na zona saturada.

$$s = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{D}\right) \quad (4.25)$$

3. Para tempos longos de bombeamento (3º trecho da curva de rebaixamento da Fig. 4.3), o terceiro e último segmento representa um equilíbrio entre a drenagem da gravidade e o

$$s(t, x, y) = \sum_{i=1}^M s_i(t - t_i, r_i) \quad \text{com } r_i = \sqrt{(x - x_i)^2 + (y - y_i)^2} \quad (4.28)$$

onde s_i é o rebaixamento do único poço, (x_i, y_i) é o local do i -th poço e t_i o tempo de início da operação do poço com uma taxa de bombeamento constante Q_i . Para $t < t_i$ o rebaixamento do respectivo poço torna-se igual à zero.

Pode-se também superpor no tempo em um poço único. Dado um período de bombeamento em um poço, iniciando em t_i de intervalos de bombeamento e taxas de bombeamento Q_i , então o rebaixamento em um tempo t e local (x, y) para um aquífero confinado é determinado por:

$$s(t, r) = \frac{1}{4\pi T} \sum_{i=1}^L (Q_i - Q_{i-1}) \cdot W\left(\frac{Sr^2}{4T(t - t_i)}\right) \quad \text{com } Q_0 = 0 \text{ e } t_1 = 0 \quad (4.29)$$

O índice L indica o intervalo de início, $[t_L, t_{L+1}]$, em que o tempo t cai (Fig. 4.2).

Como a equação governante do aquífero freático é não-linear, superposições de rebaixamentos não são possíveis, a menos que se use uma aproximação linearizada. Com a equação (4.15) pode-se conseguir superpor com os respectivos quadrados da carga hidráulica h .

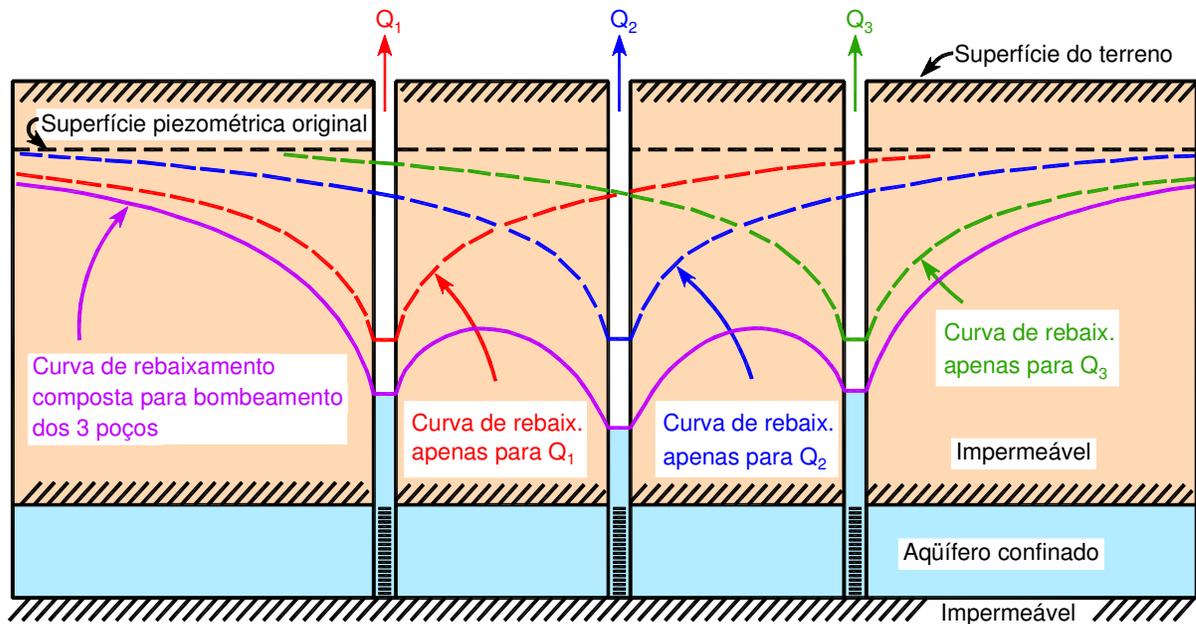


Figura 4. 4 – Curvas de rebaixamento individuais e compostas para três poços alinhados (Fonte: Todd 1959).

5. DEPLEÇÃO DO RIO

A água abstraída a partir de um poço localizado ao lado de um rio também remove o fluxo a partir deste em um processo conhecido como *depleção do rio* (*stream depletion*), seus efeitos são particularmente importantes em pequenos rios, onde engenheiros e hidrólogos podem necessitar destas informações para avaliar e controlar as conseqüências ambientais da depleção do rio. Se o bombeamento é executado por um longo período de tempo para que seja alcançado o regime de fluxo estacionário, então a depleção do rio e a abstração do poço tornam-se idênticas. Porém, a abstração do poço sempre excede a depleção do rio antes das condições de regime de fluxo estacionário serem alcançadas. Deste modo, soluções não estacionárias para este problema permitem aos gestores de recursos hídricos criarem programações de bombeamento de poços que possam reduzir os efeitos prejudiciais da depleção do rio a níveis aceitáveis.

Acima de um período de tempo suficientemente longo sob condições naturais, ou seja, antes do início do bombeamento, a *descarga*, D , de todo o aquífero iguala-se a *recarga*, R , em outras palavras $D = R$ (Fig. 5.1a – regime de fluxo estacionário, poço desligado).

Quando se inicia o bombeamento através do poço, a água é removida a partir do armazenamento na vizinhança enquanto o *cone de depressão* desenvolve-se (Fig. 5.1b – regime de fluxo transiente inicial, poço ligado). Deste modo, a taxa de bombeamento Q , é balanceada através da redução no armazenamento da água subterrânea, ou seja, $Q = \Delta S$.

Theis (1941) apontou que a resposta de um aquífero para retiradas de água a partir de um poço depende dos seguintes fatores:

1. Da velocidade de expansão do cone de depressão causado pela taxa de bombeamento, a qual por sua vez depende da transmissividade e do coeficiente de armazenamento do aquífero;
2. Da distância à áreas em que a taxa de descarga de água do aquífero pode ser reduzida;
3. Da distância à áreas de recarga em que a taxa de recarga pode ser aumentada.

À medida que o cone de depressão expande-se a partir do poço de bombeamento, ele pode alcançar uma área onde a água está descarregando de um aquífero. O gradiente hidráulico será reduzido em direção à área de descarga, e a velocidade da descarga natural, ΔD , diminuirá e causará uma redução do fluxo de base do rio: $Q = \Delta S + \Delta D$ (Fig. 5.1c – regime de fluxo transiente avançado, poço ligado).

Se o poço em bombeamento está próximo ao rio ou se as retiradas de água são continuadas o suficiente por um longo período de tempo, a descarga da água subterrânea ao rio pode ser interrompida inteiramente na vizinhança do poço, e a água pode ser induzida a mover-se a partir

5.1 Depleção de Rio Totalmente Penetrante em Aquífero (Modelo Theis-Glover)

Considere um poço de bombeamento completamente penetrante próximo a um rio também totalmente penetrante o qual cruza o aquífero não-confinado ao longo de uma linha reta como mostrado na Fig. 5.2.

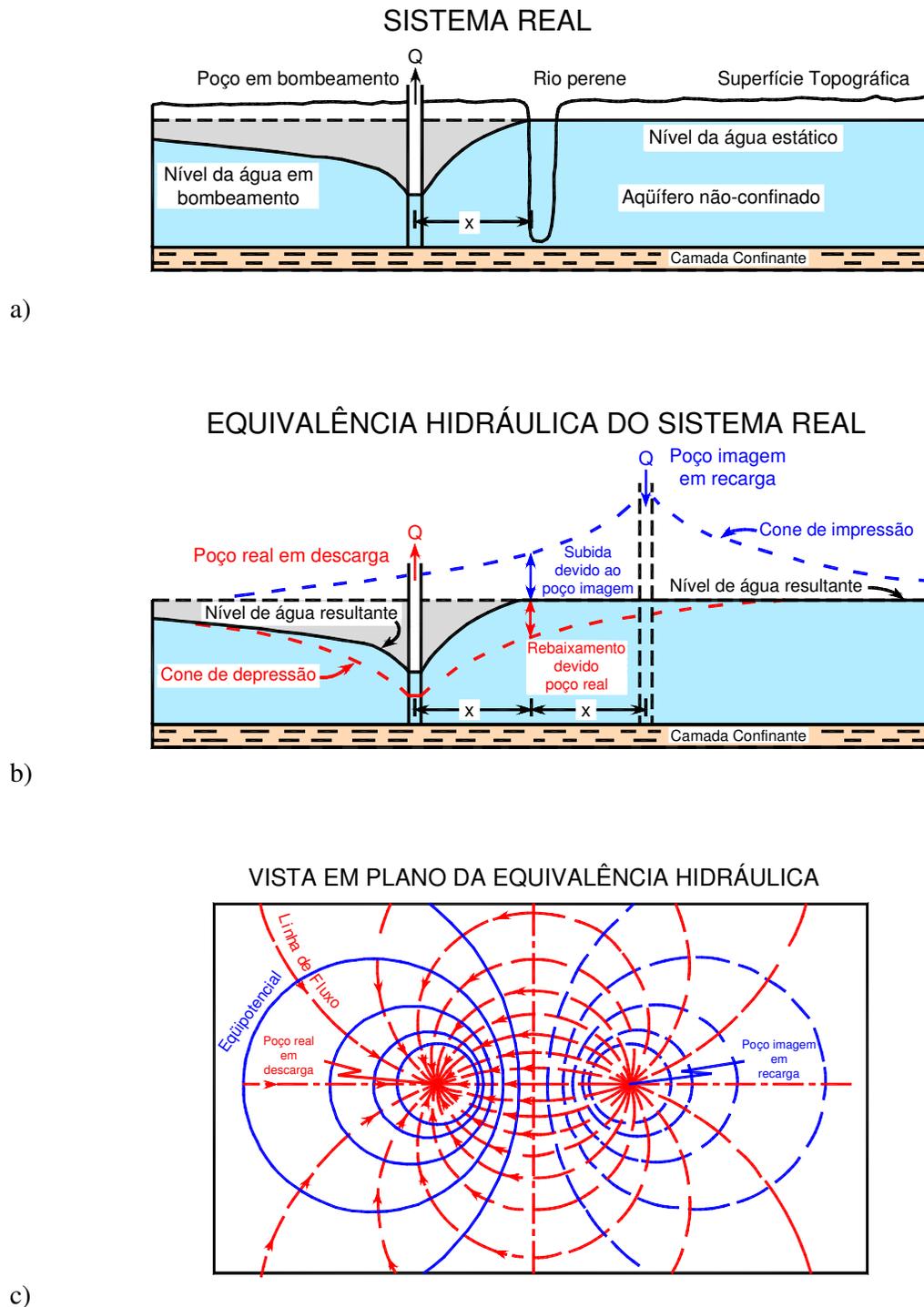


Figura 5. 2 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero real (a) com poço de bombeamento instalado vizinho ao rio e sua equivalência hidráulica (b) em plano vertical e (c) em plano horizontal (Fonte: Heath, 1983).

O nível da água no rio é assumido constante. O fluxo para o poço não é radialmente simétrico devido ao fato de que a fonte da água bombeada é o rio no qual a carga hidráulica é constante. A solução é obtida substituindo o aquífero semi-infinito com o poço e a carga hidráulica constante do rio como fronteira do sistema por um sistema matematicamente equivalente composto de um aquífero infinito com um poço bombeado real (taxa de descarga $-Q_w$) localizado em $x = L$ e $y = 0$ com uma recarga imagem do poço (taxa de recarga $+Q_w$) localizado em $x = -L$ e $y = 0$. O rebaixamento em qualquer local no plano semi-infinito ($x \geq 0$) é calculado adicionando-se o rebaixamento devido ao poço bombeado real a subida devido ao poço imagem aplicando-se o princípio da superposição (Eqs. 4.25 e 4.26), sendo o resultado:

$$s(r) = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r_I}{r_R} = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{(L+x)^2 + y^2}{(L-x)^2 + y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.1)$$

onde r_R e r_I são as distâncias a partir do *poço real de bombeamento* bombeado e o *poço imaginário de recarga* respectivamente em relação ao ponto $r(x,y)$ no qual o rebaixamento s é calculado.

Note que a equação (5.1) fornece $s = 0$ em todos os pontos dispostos sobre o contorno retilíneo do rio $x = 0$, e, conseqüentemente, simula apropriadamente o contorno de carga hidráulica constante ($h = h_0$) formado pelo rio. O rebaixamento no poço bombeado com um raio r_w é obtido fazendo $r = r_w$ e $r_I = 2L - r_w$ na equação (5.1) para se obter:

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{2L - r_w}{r_w} \right) = \frac{Q}{2\pi T} \ln \left(\frac{2L}{r_w} \right) \quad (5.2)$$

O procedimento acima é um exemplo do *método das imagens*. A expressão matemática para o fluxo não-estacionário causado pelo poço de bombeamento próximo a uma carga hidráulica constante (ou seja, um rio) ou contorno impermeável (ou seja, uma borda cristalina) pode ser obtida, da mesma maneira que para o caso do regime de fluxo estacionário.

O rebaixamento em qualquer distância r de um poço bombeado em um aquífero semi-infinito cortado por um longo e retilíneo rio, no qual o rebaixamento é zero, é determinado por:

$$s(r) = \frac{Q}{4\pi T} \left[W \left(\frac{r_R^2}{4\alpha t} \right) - W \left(\frac{r_I^2}{4\alpha t} \right) \right] \quad (5.3)$$

onde W é a *função do poço*, e $\alpha = T/S$ é denominada *difusividade hidráulica* do aquífero.

Claramente, o rebaixamento é $s(r) = 0$ no contorno do rio.

Um poço bombeando em um aquífero que é cortado por um rio deriva uma porção de sua descarga a partir do armazenamento do aquífero e outra parte a partir do fluxo induzido do rio. Para um pequeno tempo, praticamente toda a água bombeada é derivada a partir do armazenamento devido ao raio de influência efetivo ser menor do que a distância ao rio. Já para um grande tempo de bombeamento, o rebaixamento causado pelo bombeamento induz crescentemente um influxo maior a partir do rio, à medida que o raio de influência se expande. O rebaixamento após o regime de fluxo estacionário ter se estabilizado é determinado pela equação (5.1).

A descarga do rio para o aquífero, induzida pelo poço bombeado é determinada por:

$$\Delta Q = T \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial s}{\partial x} \Big|_{x=0} dy \quad (5.4)$$

no qual $\partial s / \partial x$ é calculado a partir da equação (5.3) e é determinado por:

$$\frac{\partial s}{\partial x} = \frac{Q}{4\pi T} \left[\frac{(L-x)}{r_R^2} \exp\left(-\frac{r_R^2}{4\alpha t}\right) + \frac{(L+x)}{r_I^2} \exp\left(-\frac{r_I^2}{4\alpha t}\right) \right] \quad (5.5)$$

Glover e Balmer (1954) deram a solução para a depleção do fluxo do rio ΔQ resultante a partir do bombeamento do poço com uma taxa constante, Q_w , e localizado em distância L perpendicular ao rio retilíneo ($x = 0$ e $y = L$) com $\alpha = T/S$.

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \operatorname{erfc}\left(\frac{L}{\sqrt{4Tt/S}}\right) \quad (5.6)$$

onde $\operatorname{erfc}(x)$ representa a *função erro complementar* ($\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x)$) definida por:

$$= -\frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_0^x -y \, dy$$

Note-se que como o argumento para a *função de erro* $\text{erf}(x)$ (ou a função erro complementar $\text{erfc}(x)$) se torna pequeno (ou torna-se 1) para um grande tempo t a equação (5.6) prediz que a descarga, ΔQ , do rio para o aquífero aproxima-se da descarga do poço, Q_w .

A equação (5.6) também pode ser expressa através da função do poço $W(u)$ para um rio finito que se estende de $+y$ até $-y$ (Glover (1974)):

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \frac{2L}{\pi} \int_0^y \frac{\exp(-u)}{y^2 + L^2} dy \quad (5.8)$$

onde $r = \sqrt{L^2 + y^2}$, $u = r^2 S / (4Tt)$ e $T = Kh_0$, sendo h_0 a carga hidráulica no local do rio ($x = 0$) e h_0 é assumido ser constante durante todo o período de bombeamento.

Para um regime de fluxo estacionário a condição é: ($t \rightarrow \infty$), $x = 0$ e assim $\exp(-x^2) = 1$. Deste modo, a equação (5.8) para a condição de regime de fluxo estacionário para um trecho finito do rio entre $+y$ até $-y$ se reduz a:

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \frac{2}{\pi} \arctan\left(\frac{y}{L}\right) \quad (5.9)$$

enquanto a solução da equação (5.6) para um rio de trecho infinito aproxima-se ao valor 1.

Completa-se este capítulo ao destacar que a taxa de depleção do rio para um tempo t' após a parada do bombeamento é chamada de *depleção residual* e foi dada por Jenkins (1968) pela seguinte expressão:

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \text{erfc}\left(\frac{L}{\sqrt{4T(t+t')/S}}\right) - \text{erfc}\left(\frac{L}{\sqrt{4Tt'/S}}\right) \quad (5.10)$$

As principais suposições assumidas na teoria da depleção total do fluxo do rio, provocada pelo bombeamento de um poço são as seguintes:

1. A transmissividade do aquífero é constante tanto no espaço como no tempo.
2. O nível do rio permanece constante no espaço e no tempo.
3. O rio e o aquífero estão inicialmente em equilíbrio hidráulico (ou seja, $\Delta h = 0$ antes do início do bombeamento).

4. O rio possui um contorno retilíneo e penetra totalmente o aquífero.
5. O leito do rio possui uma conexão hidráulica perfeita com o aquífero.
6. O aquífero é homogêneo, isotrópico e semi-infinito em extensão superficial, e está assente sobre uma base horizontal e impermeável.
7. A água é liberada instantaneamente a partir do armazenamento do aquífero.
8. Não há recarga superficial para o aquífero, de modo que a superfície d'água é inicialmente horizontal.
9. O poço penetra o aquífero completamente, é perfeitamente eficiente, e bombeia com uma taxa constante.
10. A temperatura da água do rio é constante e seu valor é o mesmo da temperatura da água do aquífero.

Na Fig. 5.3 é mostrado um gráfico obtido a partir das suposições feitas no modelo de Theis-Glover (Eq. 5.6 e Fig. 5.4a) para que seja possível uma análise da depleção de um rio provocada pelo bombeamento de um poço.

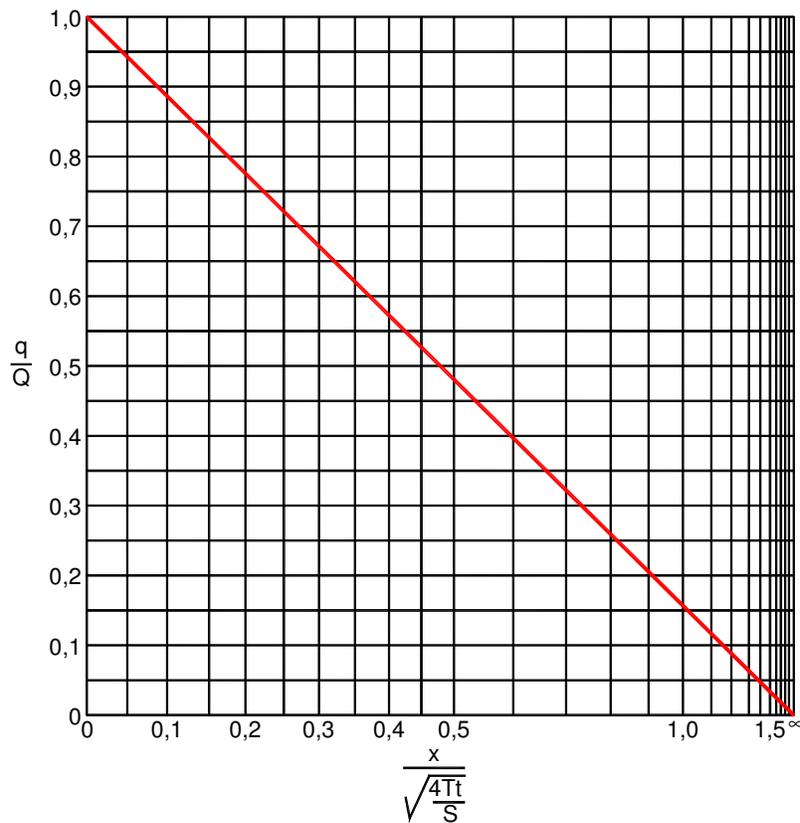


Figura 5.3 – Nomograma de análise de depleção do fluxo do rio provocada pelo poço, baseado no modelo Theis-Glover (U.S. Department of the Interior, 1981).

Se o *modelo de Theis-Glover* for modificado de modo que o leito do rio seja semipermeável (Fig. 5.4b), e impeça assim o movimento da água, então a taxa de depleção durante o período de bombeamento pode então ser obtida por Hantush (1965):

$$\frac{\Delta Q}{Q_w} = \operatorname{erfc}\left(\sqrt{\frac{SL^2}{4Tt}}\right) - \exp\left(\frac{Tt}{SB^2} + \frac{L}{B}\right) \operatorname{erfc}\left(\sqrt{\frac{Tt}{SB^2}} + \sqrt{\frac{SL^2}{4Tt}}\right) \quad (5.11)$$

onde B é o *coeficiente de drenança do rio* ou coeficiente de restrição de fluxo através do leito do rio ou também conhecido como *coeficiente de retardação de Hantush*, que tem como dimensão o comprimento [L] e é definido como uma combinação da permeabilidade do aquífero, K , a permeabilidade do leito do rio, K'' , e a espessura do leito do rio, b' .

$$B = \frac{K}{K''} b' \quad (5.12)$$

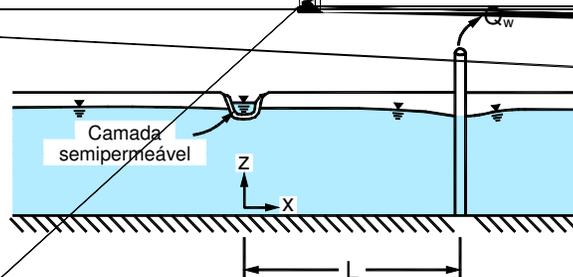
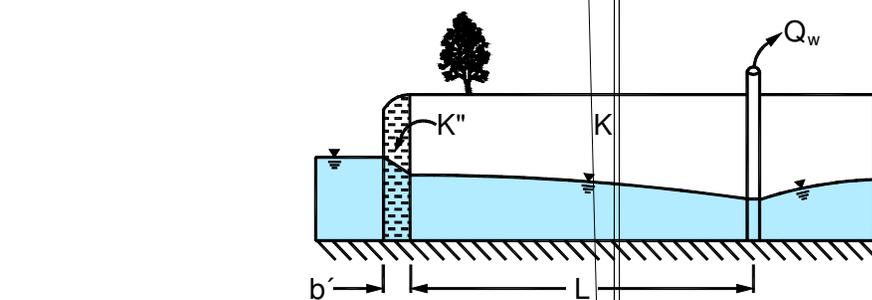
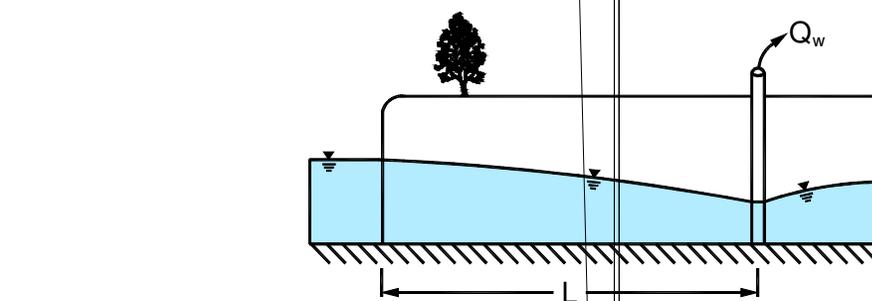
A suposição de transmissividade do aquífero constante (suposição 1) implica que o rebaixamento é desprezível comparado com a espessura saturada do aquífero. A suposição 4 de penetração total do rio no aquífero implica que o fluxo de drenança ao rio é horizontal, e deste modo não ocorre fluxo vertical. A suposição 5 de conexão hidráulica perfeita entre o rio e o aquífero, implica que não há resistência de fluxo adicional causado pela deposição de sedimentos finos no leito do rio. Tal “entupimento” da camada, porém, diminuiria a condutividade hidráulica do leito do rio em relação ao material constituinte do aquífero. Como será mostrado mais adiante neste estudo (capítulo 7.1 – Efeitos da Variação da Condutância Unitária do Leito do Rio), o impacto desta aproximação pode ser significativo tanto em relação à determinação da depleção total do rio como em relação a suas componentes, a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio.

Estas idealizações do sistema rio-aquífero são necessárias para obter soluções analíticas, porém, um sistema rio-aquífero típico real consiste de um rio largo, de largura e penetração variável, transportando a água através de depósitos geológicos de natureza heterogênea.

Para poder representar razoavelmente as condições reais de um aquífero neste estudo empregou-se o bem estabelecido modelo de fluxo de água subterrânea (*MODFLOW* – McDonald e Harbaugh, 1988) do *U.S. Geological Survey* para lidar com as complexas condições hidrogeológicas apresentadas pelo aquífero heterogêneo tridimensionalmente e de natureza anisotrópica.

5.2 Depleção de Rio Parcialmente Penetrante em Aquífero (Modelo Hunt)

Hunt (1999) obteve uma solução analítica para a depleção do rio, no caso de um poço de bombeamento localizado ao lado de um rio inserido em um aquífero de extensão infinita em todas as direções. O leito do rio penetra parcialmente o aquífero, e a distância entre o poço e o rio era o suficiente para permitir que o rio pudesse ser considerado matematicamente como um rio da largura zero (Fig. 5.4c).



$$T\left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) = S \frac{\partial h s}{\partial t} - q \quad (5.13)$$

onde q = descarga específica na superfície e é determinada por:

$$q = Q_w \delta(x-L)\delta(y) + \lambda \cdot (H-h)\delta(x) - R \quad (5.14)$$

onde δ é a *função delta de Dirac* (o primeiro termo por causa do poço pontual e o segundo termo por causa do rio se aproximando à largura de valor zero), Q_w a constante taxa de fluxo do poço, H a elevação da superfície livre do curso d'água, h a elevação do nível da água no aquífero, R a recarga específica a partir da chuva e/ou irrigação, e λ , chamado *coeficiente de resistência do leito*, é uma constante de proporcionalidade entre a taxa de fluxo de percolação por unidade de distância (na direção y) através do leito e a diferença entre rio e os níveis da água subterrânea em uma margem do rio, $x = 0$. Hunt (1999) definiu o parâmetro da drenança do leito do rio como:

$$\lambda = \lim_{\substack{W \rightarrow 0 \\ K''/b' \rightarrow \infty}} \frac{W}{b'} K'' \quad (5.15)$$

onde WK''/b' é a *condutância unitária* do leito do rio e W é a largura do rio.

Deste modo, a percolação total através do leito do rio é:

$$\Delta Q = \lim_{\epsilon \rightarrow 0} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\epsilon}^{\epsilon} q dx dy = -\lambda \int_{-\infty}^{+\infty} [H - h(0, y, t)] dy \quad (5.16)$$

As equações (5.13 - 5.16) podem ser expressas mais adequadamente pelo rebaixamento, s , como nova variável dependente:

$$T\left(\frac{\partial^2 s}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 s}{\partial y^2}\right) = S \frac{\partial s}{\partial t} - Q_w \delta(x-L)\delta(y) + \lambda s \delta(x) \quad (5.17)$$

$$\Delta Q = \lambda \int_{-\infty}^{+\infty} s(0, y, t) dy \quad (5.18)$$

com o seguinte valor inicial e condição de contorno:

$$s(0, x, y) = 0 \tag{5.19a}$$

0

5.3 Experimentos de Campo de Depleção do Rio

Experimentos de campo que poderiam ser utilizados na avaliação de vários modelos, infelizmente são escassos.

Sophocleous et al. (1988) lidaram com um sistema de dois aquíferos, onde uma camada de argila relativamente contínua separava dois aquíferos interconectados. O poço de bombeamento estava localizado no aquífero inferior, e o rio penetrava superficialmente o aquífero superior. Porém, o caso especial do sistema dos dois aquíferos deve ser tratado separadamente.

Hunt et al. (2001) executaram na Nova Zelândia um teste de bombeamento ao longo de um rio criado (dreno) com uma taxa de fluxo menor que $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$ para determinar o parâmetro da drenança do leito do dreno.

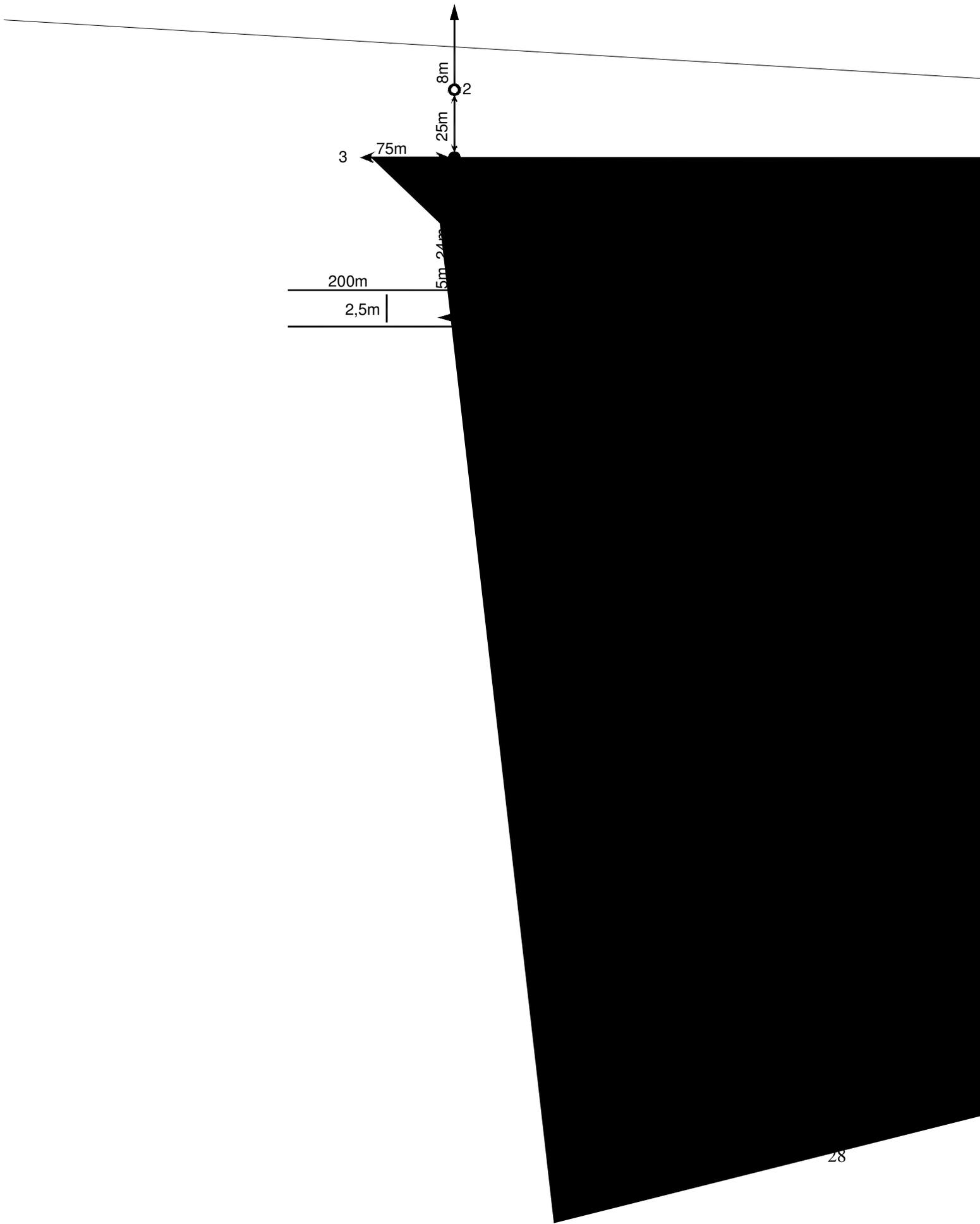
Nyholm et al. (2002) apresentaram resultados a partir de um estudo de campo em uma bacia localizada na Dinamarca, complementado com análises numéricas, para poder prever a depleção do fluxo do rio.

Kollet e Zlotnik (2003) utilizaram dados de testes de bombeamento coletados próximo a um riacho naturalmente serpenteado localizado em Nebraska, USA para estimarem os parâmetros hidráulicos necessários para poderem prever as taxas de depleção do fluxo do rio.

Neste trabalho serão discutidos em maiores detalhes os experimentos de campo e as subsequentes análises das medidas de Hunt et al. (2001).

5.3.1 Exemplo da Análise de um Experimento de Campo

Um teste de bombeamento foi realizado próximo ao Dreno Doylestone, situado aproximadamente 40 km ao sul de Christchurch, Nova Zelândia. O dreno foi escavado em 1860 para drenar circundantemente áreas pantanosas para propósitos de agricultura. O poço bombeado estava localizado 55 m a partir da borda mais próxima de uma longa e retilínea porção do dreno. O dreno possuía 2,5 m de largura com um leito sendo formado por silte e pedregulho aproximadamente 1 m abaixo do nível do terreno. O aquífero era composto de areia não consolidada e pedregulho, possuindo cerca de 20 m de espessura e era formado no topo com uma camada de material de menor permeabilidade de 2,8 m de espessura. Um teste *Slug* (tipo Hvorslev) foi executado para estimar a permeabilidade que foi de $2,26 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ para esta camada superior, a qual contrasta com uma estimativa para a permeabilidade média do aquífero de $1,20 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ obtida a partir do teste de bombeamento. O diâmetro do poço bombeado era de 200 mm e os cinco poços de observação perfurados especialmente para este teste possuíam 60 mm de diâmetro. As localizações destes poços e as distâncias entre eles são mostradas na Fig. 5.5.



É importante notar que a depleção total do fluxo no dreno em todo o instante foi estimada usando o fato de que a solução analítica para a depleção do rio é simétrica a montante e a jusante a partir do poço bombeado. Deste modo, a depleção determinada é a soma da diferença entre o fluxo medido na saída e na entrada pelos dois vertedores e duas vezes o fluxo medido no vertedor a montante.

$$\Delta Q(t) = |Q(t)_{down} - Q(t)_{up}| + 2Q(t)_{up} \quad (5.23)$$

A água era abstraída a partir do poço de bombeamento em uma taxa constante Q_w , de $0,0175 \text{ m}^3/\text{s}$ ou $63 \text{ m}^3/\text{h}$ para um período de tempo t de 10 horas ou 600 minutos. Durante este intervalo de tempo os níveis de água foram medidos em todos os poços de observação e imediatamente, a montante dos dois vertedores. Os rebaixamentos dos poços de observação são plotados no gráfico da Fig. 5.7.

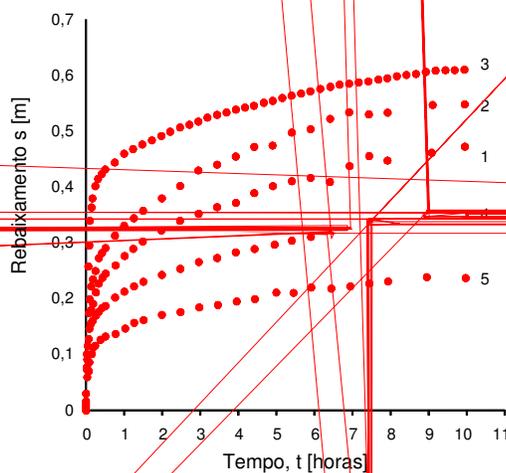


Figura 5.7 – Rebaixamentos medidos nos poços de observação (Fonte Hunt et al., 2001).

Deve-se notar que os rebaixamentos medidos próximos ao dreno nos poços de observação 4 e 5 são relativamente pequenos, sugerindo desta forma que os rebaixamentos no poço bombeado induzem significativamente a recarga do aquífero a partir do dreno, tornando, portanto os rebaixamentos nos poços de observação situados entre o poço de bombeamento e o dreno inferiores em comparação aos poços de observação dispostos simetricamente em relação ao poço de bombeamento.

Análises completas de dados foram realizadas por Hunt et al. (2001) apenas para o poço de observação 2. Análises similares foram realizadas para os poços 1, 4 e 5 para obter valores para os três parâmetros hidráulicos estimados, T , S e λ . Uma curva-padrão adimensional foi

calculada com base na equação (5.21) para vários valores de λ e mostrada na Fig. 5.8 para possibilitar as análises dos rebaixamentos versus tempo.

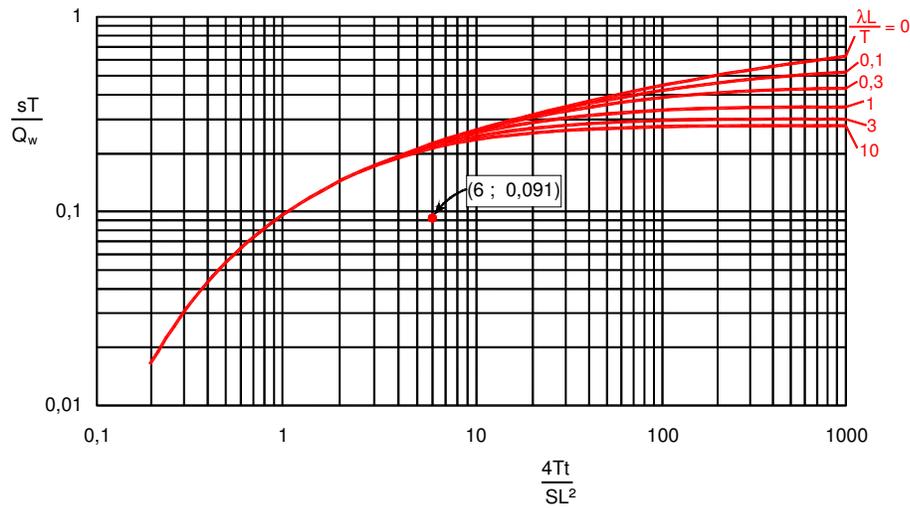


Figura 5. 8 – Curva-padrão (adimensional) de rebaixamento calculado com base na equação (5.21) para a análise do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).

A melhor justaposição para o rebaixamento no poço de observação 2 ($L = 55$ m) é mostrada na Fig. 5.9, a mesma foi obtida com a ajuda da curva mestre vista na Fig. 5.8, selecionando-se o ponto de superposição com coordenadas $(4 Tt/SL^2, sT/Q_w) = (6 ; 0,091)$.

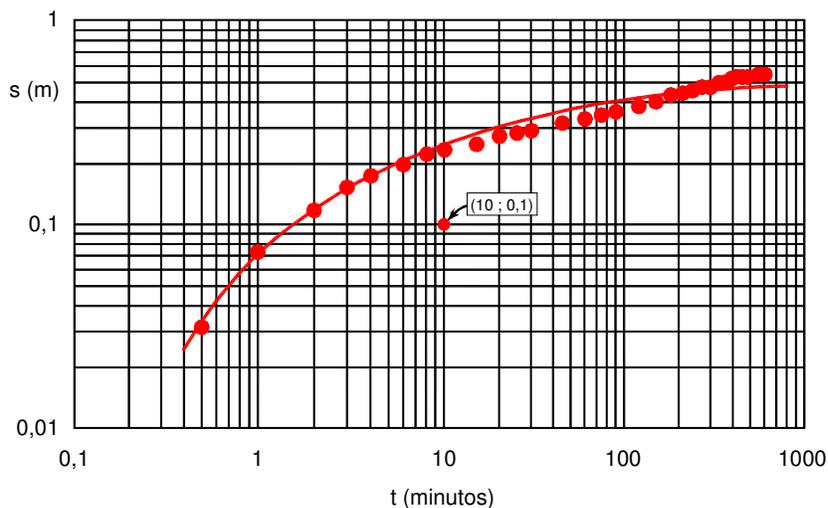


Figura 5. 9 – O melhor ajuste entre rebaixamentos observados e calculados do poço 2 (Fonte: Hunt et al., 2001).

A partir daí obteve-se os seguintes valores para T e S :

$$T = 0,091 \cdot \frac{Q_w}{s} = 0,091 \cdot \frac{0,0175 \text{ m}^3/\text{s}}{0,1 \text{ m}} = 0,0159 \text{ m}^2/\text{s} \quad (5.24)$$

$$S = \frac{4Tt}{6L^2} = \frac{4(0,0159 \text{ m}^2/\text{s})(600 \text{ s})}{6 \cdot (55 \text{ m})^2} = 0,00211 \quad (5.25)$$

Com o conhecimento dos valores para T e S é possível estimar diretamente λ por comparação da depleção do fluxo do dreno medida com a ajuda da depleção do fluxo do dreno da *curva-padrão* construída através do uso da equação (5.20) e mostrada na Fig. 5.10, onde foi visto que um valor de $\lambda L/T = 0,26$ forneceu um ajuste razoável para as medidas. Deste modo, λ é determinado por:

$$\lambda = 0,26 \frac{T}{L} = 0,26 \cdot \frac{0,0159 \text{ m}^2/\text{s}}{55 \text{ m}} = 7,52 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \quad (5.26)$$

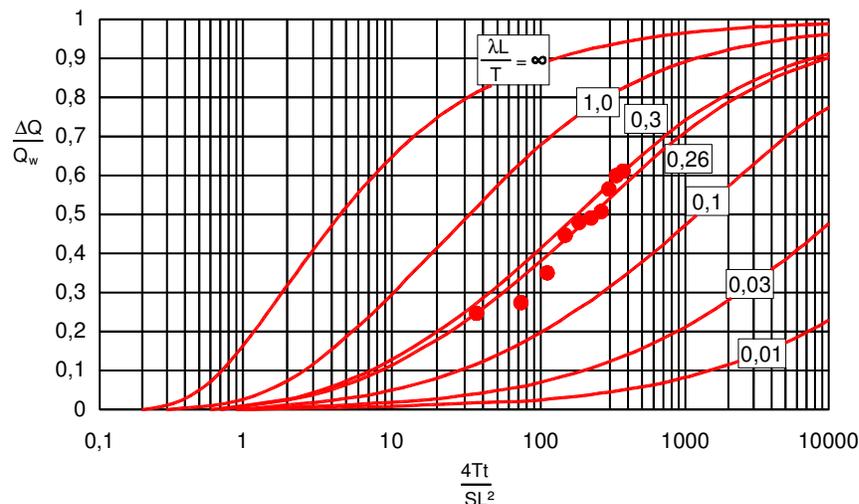


Figura 5. 10 – Gráfico semi-log adimensional dos fluxos relativos de depleção do dreno calculada e medida (Fonte: Hunt et al., 2001).

É bastante difícil a determinação de λ através de uma análise de justaposição. Isto ocorre em grande parte devido ao fato de que os rebaixamentos calculados serem relativamente insensíveis para os valores escolhidos para $\lambda L/T$ até que a assíntota horizontal seja aproximada perto das condições de regime de fluxo estacionário. Este teste de bombeamento foi realizado acima de um período de tempo de 10 horas, e a Fig. 5.10 sugere que a drenança a partir do dreno foi somente cerca de 62% do valor para o estado estacionário, e que cerca de 12 dias seriam necessários para ser alcançado 90% da depleção do fluxo do dreno para o regime de fluxo estacionário. Como as influências externas foram causando mudanças de carga piezométrica significantes no aquífero até mesmo durante as 10 horas em que durou o teste de bombeamento, teria sido virtualmente impossível realizar este teste acima de um longo e suficiente período de tempo para alcançar, ou até mesmo aproximar-se das condições de regime de fluxo estacionário.

5.4 Depleção de Rio em Aquífero com Fluxo de Base (Modelo Chen)

Um rio efluente (Fig. 5.11) pode receber uma descarga da água subterrânea (então chamada de fluxo de base) do aquífero quando a carga hidráulica neste é maior do que o nível da superfície livre do rio. Quando é realizado um bombeamento intenso de duração de tempo suficientemente longa de um poço localizado próximo a um rio, gera-se uma reversão do gradiente hidráulico entre rio e aquífero, tornando o nível da água no rio maior que a carga hidráulica do aquífero, deste modo, o sentido do fluxo inverte-se, sendo agora, portanto do rio para o aquífero. Neste momento ocorre o fenômeno conhecido como depleção total do rio, sendo esta formada por duas componentes, a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio. A redução do fluxo de base frequentemente ocorre antes da infiltração induzida do rio e tem um efeito de longa duração sobre o fluxo do rio (Chen e Yin, 2001).

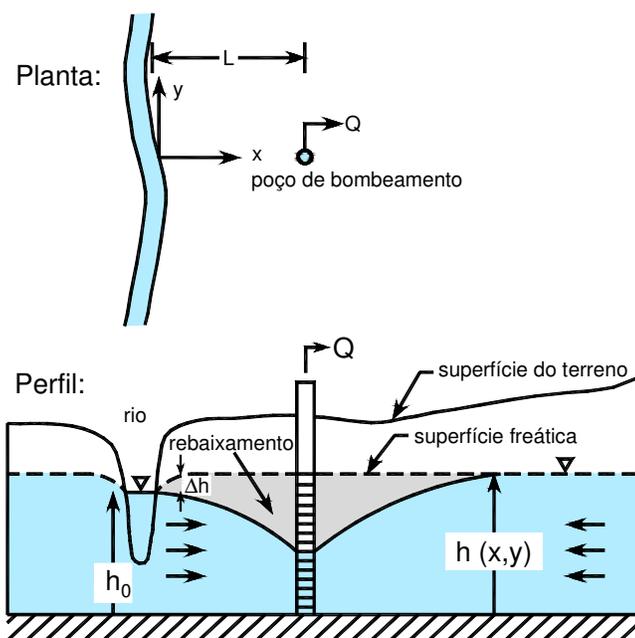


Figura 5. 11 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre aquífero e rio (Fonte modificada: Chen 2003).

Para um dado Δh (diferença de carga hidráulica inicial entre a superfície piezométrica do aquífero e o nível da superfície livre do rio), o bombeamento do poço conduz a um rebaixamento s no aquífero abaixo do rio. Para um segmento do rio onde $s > \Delta h$, a infiltração do rio é induzida (Fig. 5.12). Este segmento de infiltração induzida do rio se inicia próximo do local $x = y = 0$, e este segmento expande-se igualmente a montante e a jusante com o aumento do tempo de bombeamento. Externamente a este segmento, o rebaixamento é $s < \Delta h$, e o rio continua a receber água subterrânea (*fluxo de base do rio*), mas a uma baixa taxa comparada com a taxa antes do início bombeamento (*redução do fluxo de base do rio*). Os dois extremos do trecho

de infiltração induzida (y' e $-y'$) são chamados de *pontos de estagnação* ou pontos de divisão, onde não há movimento vertical de água subterrânea (Fig. 5.12). As localizações de y' e $-y'$ variam de acordo com o tempo de bombeamento, mas podem ser calculadas para um dado tempo t , usando-se a seguinte equação:

$$s(0, y, t) - \Delta h = 0 \quad (5.27)$$

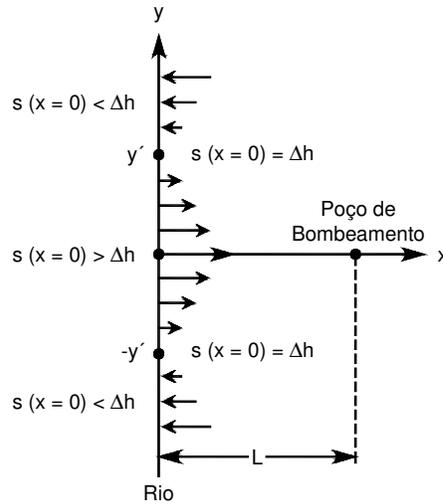


Figura 5. 12 – Representação esquemática mostrando os pontos de estagnação (y' e $-y'$). A infiltração induzida do rio ocorre no trecho entre y' e $-y'$ (Fonte: Chen e Yin, 2004).

Os pontos de estagnação podem ser determinados numericamente por interação usando-se o *método de Newton*. A taxa de infiltração induzida do rio Q_i , é calculada através da integração entre y' e $-y'$, tal que:

$$Q_i = \lambda \int_{-y'}^{y'} (s(0, y, t) - \Delta h) dy \quad (5.28)$$

A infiltração induzida relativa do rio D_i , é determinada por:

$$D_i = Q_i / Q_w \quad (5.29)$$

onde Q_w é a taxa de bombeamento do poço.

Semelhantemente a taxa de depleção total do rio, Q_t e a depleção total relativa, D_t podem então ser determinadas através do uso das seguintes equações:

$$Q_t = \lambda \int_{-\infty}^{\infty} s(0, y, t) dy \quad (5.30)$$

$$D_i = Q_i / Q_w \quad (5.31)$$

Como a taxa de depleção total do rio, Q_t é a soma das taxas de infiltração induzida do rio, Q_i , e de redução do fluxo de base, Q_b , temos que:

$$Q_b = Q_t - Q_i \quad (5.32)$$

Similarmente, a redução do fluxo de base relativa, D_b , pode então ser determinada por:

$$D_b = Q_b / Q_w \quad (5.33)$$

O volume total de água infiltrada induzida a partir do bombeamento do poço, para dentro do aquífero, V_i , é o somatório do produto Q_i pelo intervalo de tempo.

$$V_i = \sum Q_i \Delta t \quad (5.34)$$

O volume total da redução do fluxo de base, V_b , e o volume de depleção total V_t , analogamente são determinados através das seguintes equações:

$$V_b = \sum Q_b \Delta t \quad (5.35)$$

$$V_t = \sum Q_t \Delta t \quad (5.36)$$

Para assuntos de qualidade de água subterrânea, o trecho entre $y'e - y'$ e o volume V_i fornecem informações críticas sobre uma possível zona de contaminação e o volume de água escoado para dentro do aquífero. Para um dado período de bombeamento, t , o volume total de água subterrânea bombeada, V_w , é:

$$V_w = V_b + V_i + V_s = V_t + V_s \quad (5.37)$$

onde V_s é o volume de depleção do armazenamento do aquífero.

6. MODELAGEM MATEMÁTICA

6.1 Solução Analítica

A *Heath Hydrology Inc.* oferece o pacote do software *GWFLOW* para *Windows* o qual apresenta um número de modelos analíticos para a simulação de regimes de fluxo estacionário e transiente unidimensionais e com fluxos de água subterrânea simétricos radialmente. O software é dividido em quatro grupos. O quarto grupo trata da interação poço-rio (efeitos de bombeamento de água subterrânea próximo a um rio) e calcula a depleção do rio devido ao bombeamento de um poço totalmente penetrante em um aquífero freático. O rio é admitido possuir geometria retilínea. O usuário pode escolher entre duas possibilidades para simular a interação poço-rio: (1) modelo Theis-Glover, onde o rio está em contato hidráulico direto com o aquífero; (2) modelo Hantush, onde o rio está em contato hidráulico indireto (leito semi-permeável) com o aquífero. O programa calcula ambas as taxas de depleção e volumes de depleção para um período de bombeamento como também para o período de pós-bombeamento (Fig. 6.1). O programa *GWFLOW* pode apenas ser aplicado em um aquífero de extensão semi-infinita onde o rio está em uma fronteira lateral do domínio do modelo. Também não se pode calcular a redução do fluxo de base, pois o programa pode somente considerar a condição de equilíbrio entre o rio e o aquífero ($\Delta h = 0$). Além disso, o software não inclui a possibilidade de tratar a condutividade hidráulica vertical do aquífero (efeito de anisotropia), o grau de penetração do rio e a recarga. Devido a estas restrições, o software *GWFLOW* não foi usado mais adiante neste estudo. As soluções analíticas para o caso semi-infinito, $\Delta h = 0$, as quais resultam somente a infiltração induzida do rio, são muito próximas às simulações numéricas feitas através do *MODFLOW* como pode ser visto no anexo da Tab. A.1.

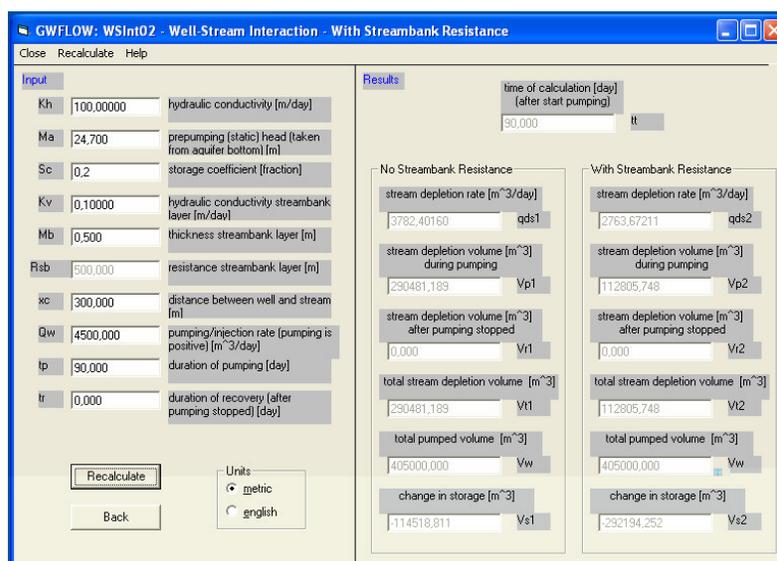


Figura 6.1 – Interface do software *GWFLOW*, mostrando a entrada de dados e sua saída de resultados.

6.2 Solução Numérica

Neste estudo, modelos rio-aquífero foram construídos usando a mais nova versão (*Processing Modflow PRO*; Versão 7) do pacote do software *PMWIN* (*Processing Modflow for Windows* sob autoria de Chiang e Kinzelbach, 2001) baseado no *U.S. Geological Survey's MODFLOW* (McDonald e Harbaugh, 1988). Foi escolhido um só ciclo de irrigação devido ao fato de que o interesse principal deste estudo é a avaliação das duas componentes da depleção (infiltração induzida do rio e redução do fluxo de base) e a depleção total no período de bombeamento e pós-bombeamento. Para áreas onde o nível da água subterrânea retornava aos níveis originais antes do início da próxima estação de irrigação, a simulação para um único ano (um ciclo de irrigação) fornece as informações necessárias para o entendimento da interação hidráulica entre o rio e o aquífero, por outro lado, uma simulação de vários anos ou simulação cíclica (Wallace et al., 1990; Darama, 2001) é necessária devido ao déficit de água no aquífero afetar as componentes da depleção nas subseqüentes estações (Chen e Yin, 2001). O pacote *RIVER* do *PMWIN* foi usado para simular o fluxo entre o rio e o aquífero onde a água subterrânea é bombeada por 90 dias seguidos de um período de pós-bombeamento de 275 dias.

6.2.1 O Pacote Rio do *MODFLOW*

O pacote rio do *MODFLOW* simula os efeitos do fluxo entre a água superficial e a água subterrânea. A secção transversal da Fig. 6.2 mostra uma situação na qual a água do rio é separada do sistema água subterrânea através de uma camada do leito formado por material de baixa permeabilidade. Nas Figs. 6.3 e 6.4 encontram-se duas representações conceituais deste sistema destacando-se na primeira a impermeabilidade das paredes do rio e na segunda a elevação deste em relação às células do aquífero, sendo que ambas possuem a finalidade de mostrar que não há troca de fluxo horizontal entre o curso d'água e aquífero, mas apenas uma possível drenança vertical do rio para a célula do aquífero ou vice-versa dependendo da diferença entre nível de rio e a carga hidráulica do aquífero. A Fig. 6.5 mostra a idealização do conceito da condutância do leito do rio de uma célula individual como é definido no *MODFLOW*. O comprimento do paralelepípedo representativo do leito é tomado como o comprimento do rio (*stream reach*), L , a largura é tomada como a largura do rio, W , a espessura é tomada como a espessura da camada do leito do rio, M , e a condutividade hidráulica do material do leito do rio é designada K . A condutância hidráulica da conexão rio-aquífero (leito do rio) é então determinada por:

$$C = \frac{K \cdot L \cdot W}{M} \quad (6.1)$$

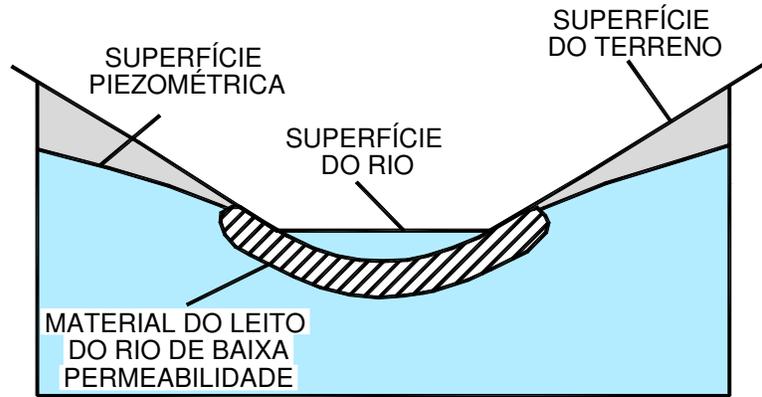


Figura 6. 2 – Representação real do sistema rio-aquífero (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).

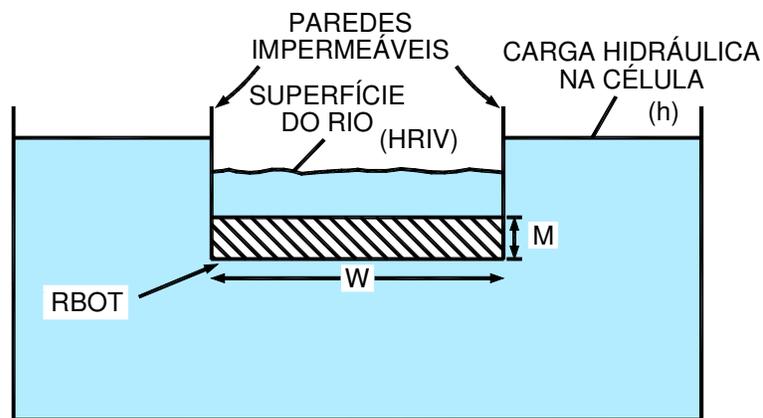


Figura 6. 3 – Representação conceitual do sistema rio-aquífero como é definida no pacote *RIVER* do *MODFLOW* (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).

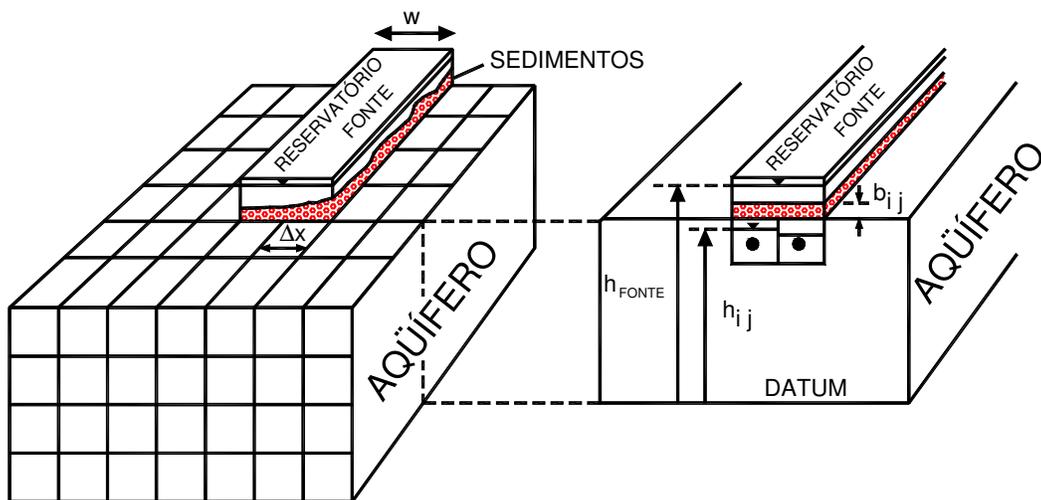


Figura 6. 4 – Representação conceitual da drenança vertical (*leakage*) no sistema rio-aquífero (Fonte modificada: Anderson e Woessner, 1992).

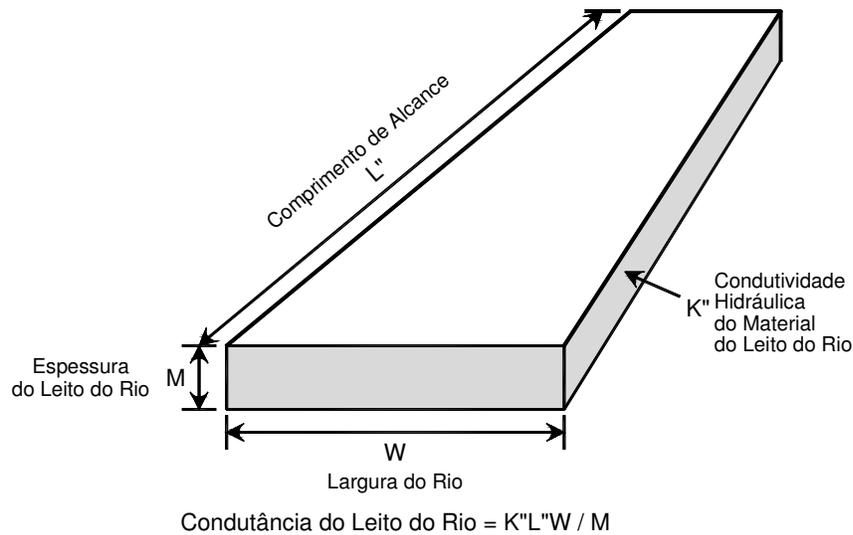


Figura 6. 5 – Idealização da condutância do leito do rio de uma célula individual como é definida no pacote *RIVER* do *MODFLOW* (Fonte: Kresic, 1997).

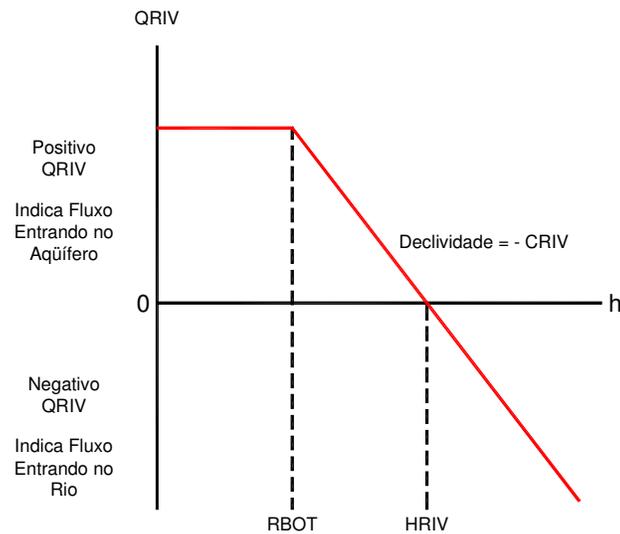


Figura 6. 6 – Gráfico que mostra o fluxo vertical, $QRIV$, do rio à célula do aquífero em função da carga hidráulica, h , onde $RBOT$ é a elevação da base do leito do rio e $HRIV$ é o nível do rio (Fonte: Kresic, 1997).

O fluxo vertical, Q_{Riv} (ou seja $QRIV$ na Fig. 6.6), entre o rio e o aquífero é proporcional á condutância do leito do rio, $CRIV$, e a diferença de carga hidráulica entre o rio e o aquífero, logo (usando-se as definições da Fig. 6.6):

$$QRIV = C \cdot (HRIV - RBOT) \quad (6.2a)$$

ou

$$Q_{Riv} = C \cdot (h_{Riv} - h_{i,j,k}) \quad (6.2b)$$

onde h_{Riv} é a carga hidráulica no rio e $h_{i,j,k}$ é a carga hidráulica da célula abaixo do rio.

Se a carga hidráulica no aquífero cair abaixo da elevação do fundo do leito do rio, r_{Bot} , o fluxo vertical entre o rio e o sistema água subterrânea passa a ser constante (Fig. 6.6) e é determinado por:

$$Q_{Riv} = C \cdot (h_{Riv} - r_{Bot}) \quad (6.3)$$

6.2.2 A Malha de Diferenças Finitas do Sistema Rio-Aquífero

O domínio do modelo fictício utilizado nas simulações deste estudo é 20.025 m ao longo da direção x (leste-oeste) e 20.025 m ao longo da direção y (norte-sul). O mesmo domínio foi discretizado em 145 linhas por 135 colunas, ambas as linhas e colunas com dimensões máximas e mínimas de 200 e 25 m respectivamente (sendo 25 m ao redor do poço de bombeamento) e 3 camadas de mesma altura (Fig. 6.7).

O aquífero freático de 25 m de espessura (direção z) foi dividido em três camadas na direção vertical, de igual espessura 8,33 m, onde a primeira camada foi considerada não-confinada (tipo 1) e as camadas 2 e 3 foram consideradas como confinadas/não-confinadas (tipo 3). Os contornos do domínio do modelo possuem carga hidráulica constante de 25 m ao longo dos contornos norte e sul, e são impermeáveis os contornos leste e oeste.

Um rio raso flui a partir do leste para o oeste dividindo o domínio do modelo exatamente no meio. No modelo, a profundidade de penetração do rio é 1,5 m, o qual, portanto, penetra somente uma pequena parte do topo da primeira camada (camada superior). O nível da superfície livre do rio é de 24,7 m e está 0,3 m (no início das simulações) abaixo da superfície freática (carga hidráulica inicial de 25 m) do aquífero circundante, de forma que a diferença de carga hidráulica entre o rio e o aquífero é $\Delta h = 0,3$ m e deste modo o rio ganha água (rio efluente) a partir do aquífero.

A existência de um leito de rio formado por material de baixa permeabilidade é assumida, e esta permeabilidade está diretamente ligada à condutância do leito do rio, que é um dos parâmetros a serem variados no esquema de simulações.

Além disso, um poço de bombeamento está localizado a 300 m da margem do rio e o mesmo foi bombeado a uma taxa constante de 4500 m³/dia para os primeiros 90 dias de cada simulação. O poço foi considerado estar bombeando apenas a camada inferior, ou seja, no fundo do aquífero.

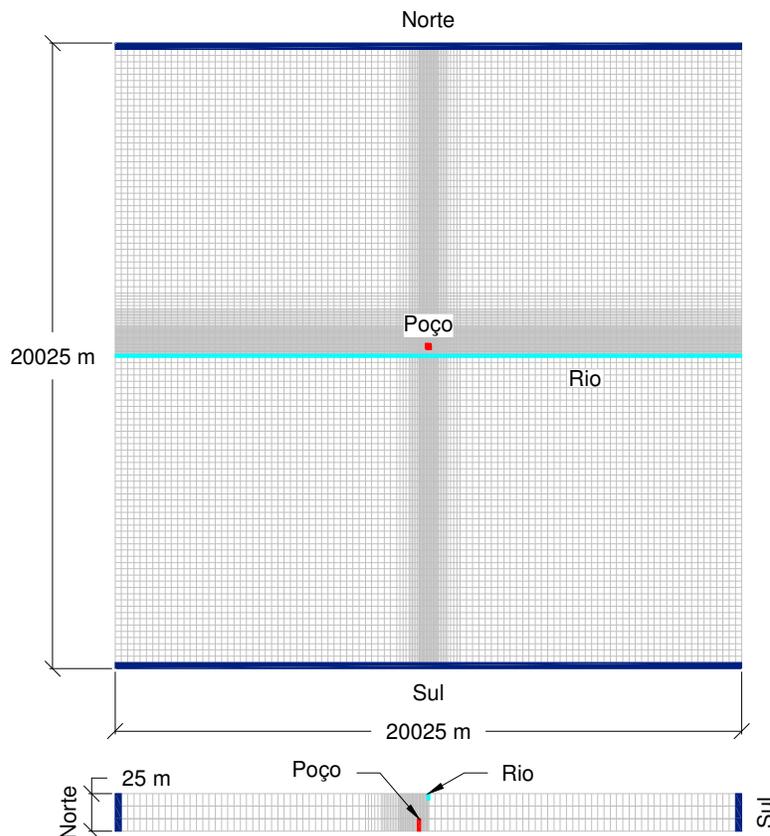


Figura 6. 7 – Malha do sistema rio-aquífero com poço de bombeamento.

A Tab. 6.1 a seguir resume os valores dos principais parâmetros utilizados nas simulações para o aquífero, poço de bombeamento e rio.

Tabela 6. 1 – Valores dos principais parâmetros do modelo (Fonte: Chen e Yin, 2004).

Aquífero	Condutividade Hidráulica Horizontal - K_h [m/d]	100
	Condutividade Hidráulica Vertical - K_v [m/d]	10
	Rendimento Específico - S_y []	0,2
	Coeficiente de Armazenamento - S []	0,000001
	Espessura do Aquífero - b [m]	25
Poço	Taxa de Bombeamento - Q_w [m ³ /d]	4500
	Duração de Bombeamento [dias/ano]	90
	Duração de Não-bombeamento [dias/ano]	275
	Comprimento do Filtro [m]	8,33
Rio	Elevação do Nível da Água [m]	24,7
	Profundidade [m]	1,5
	Distância entre Poço e Rio - L [m]	300
	Condutância Unitária do Leito do Rio - C^* [m/d]	5
	Diferença de Carga Hidráulica - Δh [m]	0,3

O pacote de balanço hídrico chamado *WATER BUDGET CALCULATOR* do *PMWIN* foi utilizado para determinar as diversas taxas de depleção para cada intervalo de tempo na simulação transiente, uma vez para a primeira simulação transiente com poço desligado para 365 dias, a outra vez a segunda simulação transiente com a bomba ligada para 90 dias e depois desligada para 275 dias. A saída do pacote do balanço hídrico mostra todos os termos de fluxo realizados para cada intervalo de tempo tanto para a simulação com bomba desligada (Fig. 6.8a) quanto com a bomba ligada/desligada (Fig. 6.8b). A taxa relativa da redução do fluxo de base do rio é calculada por:

$$D_b(t) = [q_{b0}(t) - q_b(t)] / Q_w \quad (6.4)$$

onde q_{b0} é fluxo de base quando o poço não está bombeando, q_b é fluxo de base quando o poço está bombeando e Q_w é a taxa de bombeamento do respectivo poço. A taxa da infiltração induzida relativa do rio, D_i , é calculada de forma similar por:

$$D_i(t) = [q_i(t) - q_{i0}(t)] / Q_w \quad (6.5)$$

onde q_{i0} é a infiltração induzida pelo rio antes do bombeamento, e q_i é a infiltração induzida pelo rio quando o poço é bombeado. A taxa relativa de depleção total, D_t , é a soma dos dois termos D_b e D_i , ou seja:

$$D_t(t) = D_b(t) + D_i(t) \quad (6.6)$$

Todos os três termos, D_b , D_i e D_t são adimensionais e dependem do tempo. Curvas de D_b , D_i e D_t versus t podem ser plotadas para apresentar as taxas relativas de depleção para cada modelo em simulação transiente.

Durante o bombeamento o armazenamento do aquífero é também reduzido. A taxa relativa da redução do armazenamento é:

$$D_s(t) = [q_s(t) - q_{s0}(t)] / Q_w \quad (6.7)$$

onde q_{s0} é a redução do armazenamento antes do bombeamento e, q_s é a redução do armazenamento quando o poço está bombeando.

Um bom teste para conferir a consistência dos resultados de uma simulação é verificar-se se as seguintes condições são satisfeitas para cada passo de tempo da simulação:

(1) para o período de bombeamento:

$$D_t + D_s = 1 \text{ ou } 100 \% \quad (6.8)$$

(2) para o período de pós-bombeamento:

$$D_t + D_s = 0 \quad (6.9)$$

Muito frequentemente pode-se desejar conhecer não somente as taxas de depleção, mas também os volumes de depleção para cada período de tempo. Para obter o volume para qualquer taxa de depleção, deve-se calcular a área abaixo das respectivas curvas de variação de redução do fluxo de base, infiltração induzida, depleção total e depleção do armazenamento do aquífero em função do tempo, usando para isso alguma técnica numérica ou programa computacional (por exemplo, os programas *CurveExpert* ou *AutoCAD*).

Os volumes dos termos de depleção para um dado período de tempo podem ser facilmente calculados, usando-se as seguintes equações:

Para o volume da redução do fluxo de base, têm-se:

$$V_b = Q_w \sum D_b \Delta t \quad (6.10)$$

Para o volume de infiltração induzida do rio, têm-se:

$$V_i = Q_w \sum D_i \Delta t \quad (6.11)$$

Para o volume de depleção total do rio, têm-se:

$$V_t = Q_w \sum D_t \Delta t \quad (6.12)$$

Analogamente, o volume da depleção do armazenamento do aquífero é calculado a partir da seguinte equação:

$$V_s = Q_w \sum D_s \Delta t \quad (6.13)$$

Para qualquer intervalo de tempo, a soma dos três volumes, V_b , V_i , e V_s , é o volume total bombeado, V_w :

$$V_w = V_b + V_i + V_s \quad (6.14)$$

Nas Figs. 6.8a e 6.8b abaixo, têm-se dois exemplos das saídas dos resultados *WATER BUDGET CALCULATOR* do *PMWIN* que são usados nos cálculos dos termos da depleção e seus respectivos valores relativos fornecidos pelo modelo, para os casos de períodos de não-bombeamento (*well off*) e bombeamento (*well on*), respectivamente.

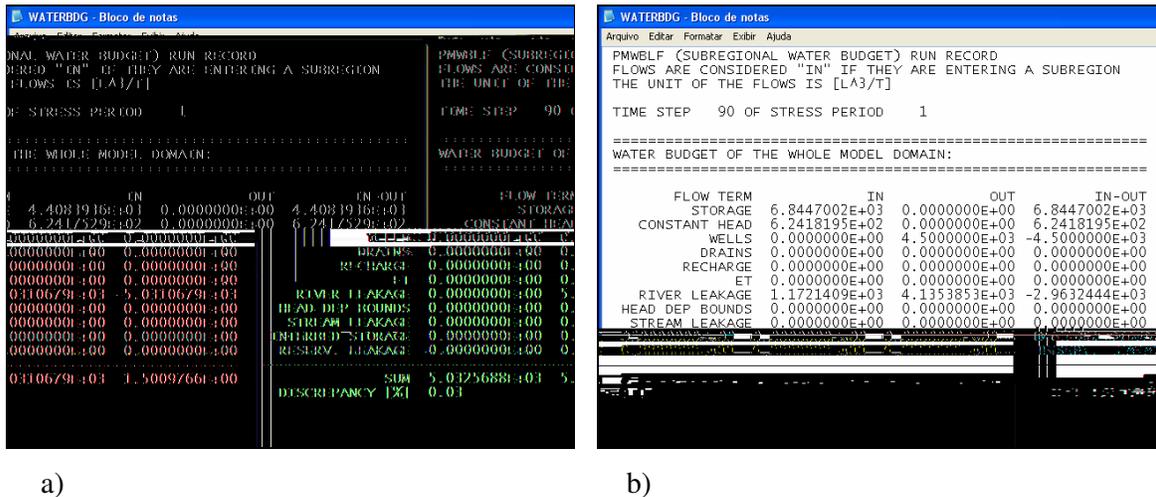


Figura 6.8 – Saída da Calculadora do Balanço Hídrico (*PMWIN-PRO*) para o período de tensão de 90 dias mostrando as taxas volumétricas [L^3/T] para: (a) período de não-bombeamento, e (b) período de bombeamento.

Tomando como exemplo os dados da figura acima pode-se determinar os termos das depleções e seus correspondentes valores relativos, sendo os mesmos calculados da seguinte maneira:

Taxas de depleções determinadas a partir da Fig. 6.8:

(1) taxa de redução do fluxo de base, Q_b (Análoga à Eq. 6.4):

$$Q_b = RIVER LEAKAGE (OUT)_{Well\ off} - RIVER LEAKAGE (OUT)_{Well\ on}$$

$$Q_b = b_0 - b = 5031 - 4135 = 896 \text{ m}^3 / d$$

(2) taxa de infiltração induzida do rio, Q_i (Análoga à Eq. 6.5):

$$Q_i = RIVER\ LEAKAGE\ (IN)_{Well\ on} - RIVER\ LEAKAGE\ (IN)_{Well\ off}$$

$$Q_i = i - i_0 = 1172 - 0 = 1172\ m^3 / d$$

(3) taxa de depleção total do rio, Q_t (Análoga à Eq. 6.6):

$$Q_t = Q_b + Q_i = 896 + 1172 = 2068\ m^3 / d$$

(4) taxa de depleção do armazenamento, Q_s (Análoga à Eq. 6.7):

$$Q_s = STORAGE\ (IN - OUT)_{Well\ on} - STORAGE\ (IN - OUT)_{Well\ off}$$

$$Q_s = s - s_0 = 6844 - 4408 = 2436\ m^3 / d$$

Depleções relativas:

(5) redução do fluxo de base relativa, D_b : $D_b = Q_b / Q_w = 896 / 4500 = 0,199$

(6) infiltração induzida relativa, D_i : $D_i = Q_i / Q_w = 1172 / 4500 = 0,260$

(7) depleção total relativa, D_t : $D_t = Q_t / Q_w = 2068 / 4500 = 0,460$

(8) depleção do armazenamento relativa, D_s : $D_s = Q_s / Q_w = 2436 / 4500 = 0,541$

Consistência da Simulação:

(9) verificação da consistência da simulação (Análoga à Eq. 6.8):

$$D_t + D_s = 0,460 + 0,541 = 1,001 \cong 1$$

Obs.: o índice zero (0) refere-se ao período de poço desligado (*well off*), como mostrado no anexo nas Tabs. A3 e A4. O último passo da seqüência de cálculos, isto é o passo 9, é a primeira condição a ser satisfeita na verificação da consistência dos resultados da simulação (Eq. 6.8).

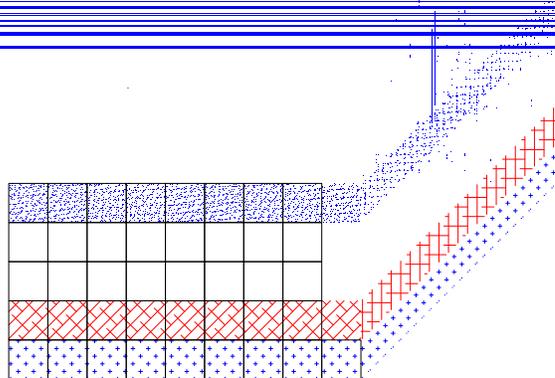
6.2.3 Equação de Diferenças Finitas para Fluxo (*MODFLOW*)

No método de diferenças finitas, a equação diferencial governante para fluxo de água subterrânea é substituída por uma equação de diferenças finitas que incorpora princípios de conservação da equação diferencial original. O fluxo tridimensional é descrito pela equação:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (6.15)$$

Onde K_{xx}, K_{yy}, K_{zz} são valores de condutividade hidráulica ao longo dos eixos de coordenadas x, y e z , h é a carga hidráulica; W é um termo de fluxo que responde pelo bombeamento, recarga, ou outras fontes e sumidouros, S_s é o armazenamento específico; x, y e z são direções de coordenada; e t é tempo. A forma da equação implica que as direções principais do tensor de condutividade hidráulica coincidem com os eixos de coordenadas.

A solução do método de diferenças finitas requer que o domínio seja discretizado por uma malha. Com o “*Modular Three-Dimensional Ground Water Flow Model*” - brevemente chamado *MODFLOW* e publicado em 1988 por Michael G. McDonald e Arlen W. Harbaugh do *United States Geological Survey (USGS)* - as células são paralelepípedos.



A Fig. 6.9 mostra uma discretização espacial de um aquífero com uma malha de blocos chamados células, os locais são descritos em termos de linhas, colunas, e camadas. Um sistema de indexação i,j,k é usado, i é o índice da linha, $i = 1,2,\dots,nrow$; j é o índice da coluna, $j = 1,2,\dots,ncol$, e k é o índice da camada, $k = 1,2, \dots,nlay$. Por exemplo, a Fig. 6.9 mostra um sistema com $nrow = 5$, $ncol = 9$, e $nlay = 5$. Na formulação de bloco-centrado, os nós onde as cargas hidráulicas serão determinadas estão no centro das células. As dimensões das células podem ser reduzidas ao redor dos locais de maior interesse e ampliadas em áreas de menor interesse. As camadas representam unidades hidrogeológicas.

A equação de fluxo do método de diferenças finitas está baseada no princípio da continuidade. Isso significa que a soma dos fluxos que entram e saem de todas as células é igual ao volume de água removido do armazenamento durante um dado intervalo de tempo com mudança na carga hidráulica e mais ou menos fluxos de água de fontes ou sumidouros. Essa equação é escrita matematicamente como:

$$\sum Q_i = \sum \frac{\Delta V}{\Delta t} = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta V = S \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta A \quad [L^3/T] \quad (6.16)$$

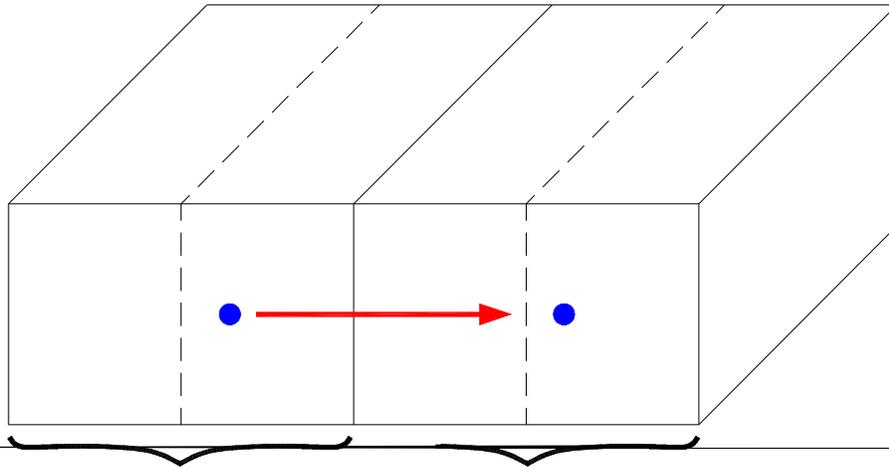
onde Q_i representa o fluxo de célula para célula a partir de células adjacentes através de seis faces e para água adicionada (recarga) ou retirada (bombeamento) a partir do topo, $S_s [L^{-1}]$ é o armazenamento específico, S o coeficiente de armazenamento, Δh é a mudança de carga hidráulica acima de um intervalo de tempo Δt , e ΔA é a área de cada face. A equação (6.16) pode ser expandida para uma célula i,j,k como:

$$Q_{i,j-1/2,k} + Q_{i,j+1/2,k} + Q_{i,j-1/2,k} + Q_{i,j+1/2,k} + Q_{i,j-1/2,k} + Q_{i,j+1/2,k} + QS_{i,j,k} = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta r_j \Delta c_j \Delta v_j \quad (6.17)$$

onde $Q_{i,j-1/2,k}$ é o fluxo volumétrico através da face entre as células i, j, k ; e $i, j-1, k$; $QS_{i,j,k}$ é a soma de todos os outros influxos e defluxos a partir da célula, e $\Delta r_j \Delta c_j \Delta v_j$ é o volume da célula i,j,k . Influxos através das faces da célula (Fig. 6.10) podem ser expandidos com a equação de Darcy como:

$$Q_{i,j-1/2,k} = KR_{i,j-1/2,k} \Delta c_i \Delta v_k \frac{(h_{i,j-1,k} - h_{i,j,k})}{\Delta r_{j-1/2}} \quad (6.18)$$

onde $h_{i,j,k}$ é a carga hidráulica no nó i,j,k ; $h_{i,j-1,k}$ é a carga hidráulica no nó $i,j-1,k$; $KR_{i,j-1/2,k}$ é a condutividade hidráulica ao longo da linha entre os nós i,j,k e $i,j-1,k$; $\Delta c_i \Delta v_k$ é a área da face da célula; e $\Delta r_{j-1/2}$ é a distância entre os nós i,j,k e $i,j-1,k$ (McDonald & Harbaugh, 1988).



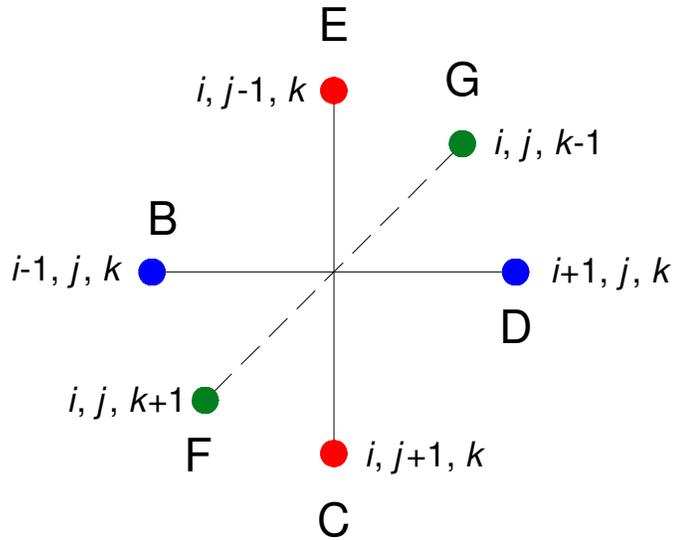


Figura 6. 11 – Molécula computacional para diferenças finitas tri-dimensionais (Fonte: Anderson e Woessner, 1992).

A equação para a carga hidráulica no nó i,j,k ($h_{i,j,k}$) envolve a carga hidráulica no próprio nó como também as cargas hidráulicas nos seis nós circunvizinhos. Cada carga hidráulica é multiplicada por um coeficiente (B, C, D, E, F, G ou H) que é uma função da condutividade hidráulica entre os nós. O coeficiente H também é uma função do termo do armazenamento. O termo $RHS_{i,j,k}$ inclui armazenamento e termos de recarga no lado direito da equação. A forma da equação (6.20) é usada no programa *MODFLOW*, o qual utiliza métodos iterativos para obter a solução da carga hidráulica em cada célula ($h_{i,j,k}^m$) para cada passo de tempo m .

O *MODFLOW* se tornou o programa padrão para simulação de aquíferos. A popularidade deste programa pode ser atribuída a quatro fatores. Primeiro, o código do programa tem provado ser um produto poderoso, robusto, e bem feito. Segundo, o guia de usuários é extremamente detalhado e fornece descrições claras de como várias opções são usadas. Em terceiro lugar, o programa foi apoiado fortemente pelo *USGS* e está prontamente disponível. Finalmente, o sucesso do programa original produziu muitos cursos de treinamento e um número grande de produtos relacionados baseado em *MODFLOW* código de programa original, como *PMWIN* (Chiang, 2005; usado neste estudo), *Visual MODFLOW*, *Groundwater Vistas* e *Groundwater Modeling System*).

7. SIMULAÇÕES E RESULTADOS

O fluxograma mostrado na Fig. 7.1 representa o caminho geral das simulações numéricas realizadas neste estudo, mostrando os parâmetros que afetam as taxas de depleção, tais como: diferença de carga hidráulica entre o rio e o aquífero (Δh), grau de penetração do rio, parâmetros hidrogeológicos (K e S), anisotropia (K_h/K_v), localização do poço L , condutância hidráulica do leito (C), a qual inclui a largura do rio, condutividade hidráulica e espessura do leito do rio, como também o papel da recarga superficial e os esquemas de bombeamento intermitente (a Tab. 6.1 mostra os valores dos principais parâmetros usados nas diversas simulações feitas neste estudo).

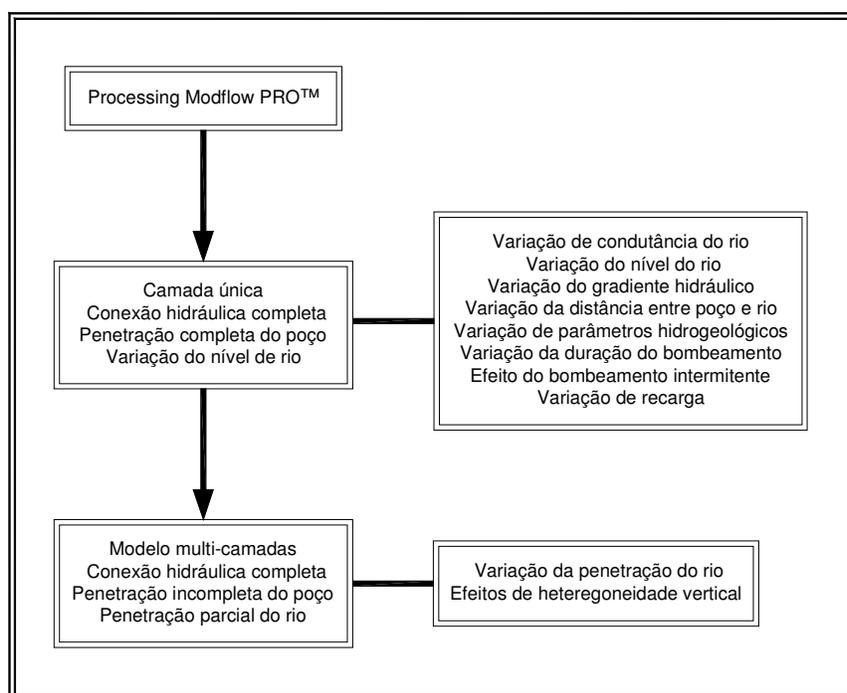


Figura 7.1 – Fluxograma das simulações realizadas.

Antes de dar início nas várias simulações indicadas no fluxograma (Fig. 7.1), foram simulados com o *MODFLOW* juntamente com o programa *GWFLOW* (usado em apenas uma simulação) quatro (4) modelos básicos utilizando os parâmetros da Tab. 6.1 para comparação com os modelos de literatura (Butler et al., 2001; Chen e Yin, 2004) como também para estudo das duas principais diferenças entre eles:

Modelo (1): Área semi-infinita e, aquífero e rio estão em equilíbrio ($\Delta h = 0$). Os resultados desta simulação do caso (1) são apresentados nas Tabs. A.1 e 7.1 e na Fig. 7.2a.

Modelo (2): Área infinita e, aquífero e rio estão em equilíbrio ($\Delta h = 0$). Os resultados desta simulação do caso (2) são apresentados nas Tabs. A.2 e 7.2 e na Fig. 7.2b

De acordo com os gráficos das Figs. 7.2a e 7.2b e as Tabs. 7.1 e 7.2, nota-se que:

- 1) A curva de depleção total relativa para o primeiro caso apresenta valores razoavelmente maiores do que em relação ao segundo para os 90 dias de bombeamento.
- 2) Os efeitos residuais da depleção total, no tocante aos seus volumes percentuais, são muito próximos para o primeiro (34,6%) e segundo caso (35,2%).
- 3) O volume de depleção total percentual para o primeiro caso (77,5%) é um pouco maior (cerca de 18%) em relação ao segundo (65,9%).

Deste modo, conclui-se que a depleção total do rio obtida a partir de modelos de domínio semi-infinito, tende a ser superestimada em relação aos modelos de domínio infinito, estando ambos na condição de equilíbrio hidráulico entre rio e aquífero.

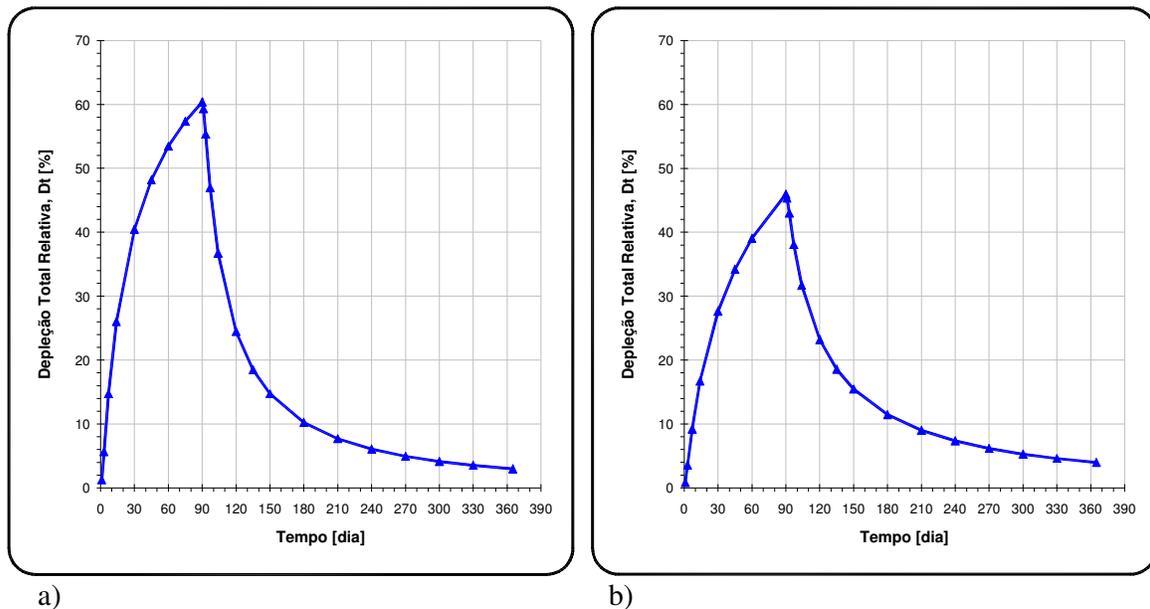


Figura 7. 2 – Curvas de depleção relativa para: (a) caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965), e (b) caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).

Tabela 7. 1 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965).

Volumes	on	off	total
Vt [%]	42,9	34,6	77,5

Tabela 7. 2 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).

Volumes	on	off	total
Vt [%]	30,7	35,2	65,9

Modelo (3): Área semi-infinita com rio efluente ($\Delta h > 0$). Os resultados desta simulação do caso (3) são apresentados nas Tabs. A.3 e 7.3 e na Fig. 7.3a.

Modelo (4): Área infinita com rio efluente ($\Delta h > 0$). Os resultados desta simulação do caso (3) são apresentados nas Tabs. A.4 e 7.4 e na Fig. 7.3b.

O procedimento para a modelagem do caso rio efluente, onde a diferença hidráulica entre rio e aquífero é considerada $\Delta h > 0$, teve que ser modificado de forma que antes de iniciar o bombeamento, uma simulação de 730 dias de duração sem bombeamento foi precedida para estabelecer um gradiente hidráulico quase constante entre o aquífero e o rio para os períodos de bombeamento, outra vez encontra-se um gradiente hidráulico variável durante o período de bombeamento que decresce com tempo, pois mesmo sem este o modelo procura um equilíbrio hidráulico entre aquífero e rio. A diferença na carga hidráulica depois da simulação transiente precedente de 730 dias sem bombeamento foi $\Delta h = 0,053\text{m}$. Todas as simulações realizadas seguiram os seguintes 03 (três) passos propostos por Chen e Yin (2004):

Passo 1: Simulação transiente para 1095 dias sem bombeamento (*well off*).

Passo 2: Simulação para 730 dias sem bombeamento (*well off*) + 90 dias com bombeamento (*well on*) + 275 dias sem bombeamento (*well off*) para estudar os efeitos residuais.

Passo 3: Determinar as diferenças hidráulicas entre passo 1 e passo 2 para o cálculo dos termos de depleção.

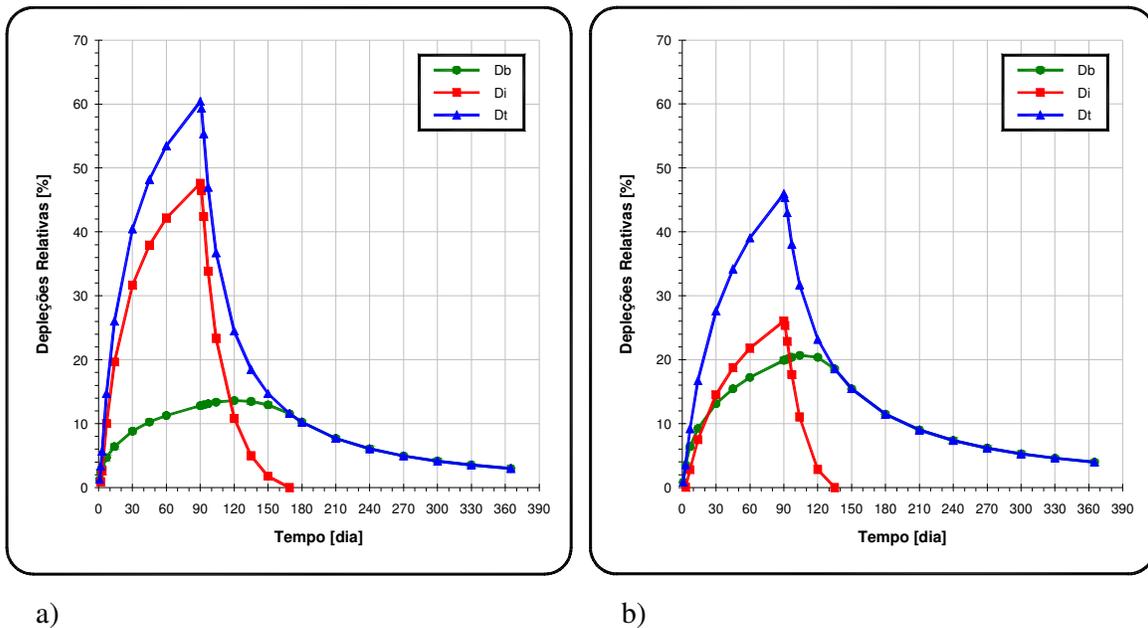


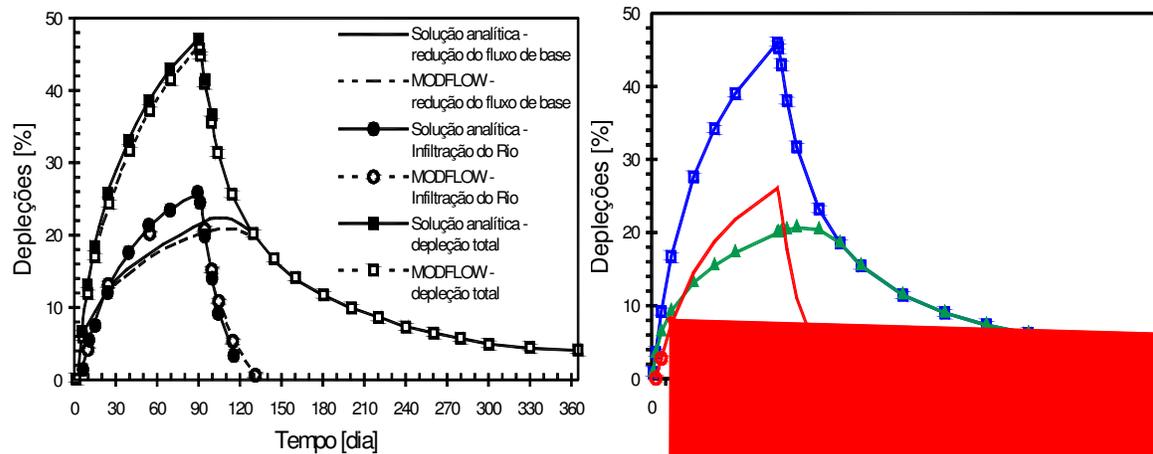
Figura 7.3 – Curvas de depleção relativa para: (a) caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3 \text{ m}$) – Modelo Chen e Yin (2004), e (b) caso de domínio do modelo infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3 \text{ m}$) – Modelo Chen e Yin (2004).

Tabela 7.3 – Volumes de depleção percentual para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) – Modelo Chen e Yin (2004).

tos, enquanto o volume total da infiltração induzida percentual é maior para o primeiro caso em relação ao segundo, o volume total da redução do fluxo de base passa a ser menor.

De acordo com os resultados apresentados dos quatro últimos modelos, conclui-se também que para a condição de equilíbrio hidráulico entre rio e aquífero ($\Delta h = 0$ m) ou para a condição de rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m), a depleção total permanece idêntica em ambos (fato a ser verificado mais adiante no estudo, e que não se aplica às componentes da depleção total do rio). No caso do domínio do modelo semi-infinito obteve-se para a condição de equilíbrio entre rio e aquífero uma depleção total percentual de 77,5% e para a condição de rio efluente 77,4%. Já para o caso de domínio do modelo infinito obteve-se, 65,9% e 66,0% para a condição de equilíbrio entre rio e aquífero e rio efluente respectivamente.

As Figs. 7.4a e 7.4b servem como demonstração da equivalência entre o modelo da literatura (Chen e Yin, 2004) e o modelo do presente trabalho que foi utilizado para as demais simulações em seguida.



onde K'' é a condutividade hidráulica vertical do leito do rio (*streambed*), W é a largura do rio, L'' é o comprimento do trecho (*reach*) do rio, e M é a espessura do leito (Fig. 6.5). Um rio mais largo e com um material do leito do rio mais permeável conduz a um maior valor para C . Neste estudo, a *condutância unitária*, C^* (condutância do leito do rio para um comprimento unitário de trecho do rio) é usada para representar as conectividades hidráulicas entre o rio e o aquífero. Este parâmetro é expresso pela seguinte equação:

$$C^* = \frac{C}{L''} = \frac{K'' \cdot W}{M} \quad (7.2)$$

É óbvio que uma mudança em um ou mais dos três parâmetros, W , M , e K'' , resultará em uma mudança da interconexão entre o rio e o aquífero e, assim, na depleção do rio. Se a permeabilidade do leito de rio for pequena, o cone de depressão se estende significativamente ao outro lado do rio. (Fig.7.5a), caso contrário, se a permeabilidade for alta, o cone de depressão não se estende ou se estende apenas pouco ao outro lado do rio (Figs. 7.5.b e 7.5.c).

Dez (10) simulações com diferentes valores de condutâncias unitárias do leito do rio C^* (0,5; 1,25; 2,5; 5; 10; 15; 20; 30; 40 e 50 m/dia) foram realizadas para determinar seu papel na depleção total do rio e os respectivos volumes durante e após o bombeamento. As dez (10) distintas condutâncias unitárias foram obtidas variando tanto a condutividade hidráulica vertical do leito de rio, como a largura do rio e a espessura do leito.

Para obter o volume total das depleções, foi necessário calcular as áreas abaixo das respectivas curvas de variação de redução do fluxo de base, infiltração induzida do rio, e depleção total em função do tempo. Esta tarefa de determinar essas áreas foi realizada com sucesso utilizando-se o programa *AutoCAD*.

O volume total bombeado para 90 dias foi de $V_w = 405.000 \text{ m}^3$ (90 dias \times 4500 m^3/d). Este valor é necessário para o cálculo das depleções percentuais, que são a razão entre os volumes de depleções e o volume total bombeado. Por exemplo, tomando os dados da Tab. 7.5, tem-se que o volume de depleção total percentual para a condutância unitária de 0,5 [m/d] é a razão entre $V_{total} / V_w = (58.973 / 405.000) \times 100$, cujo resultado é 14,56%.

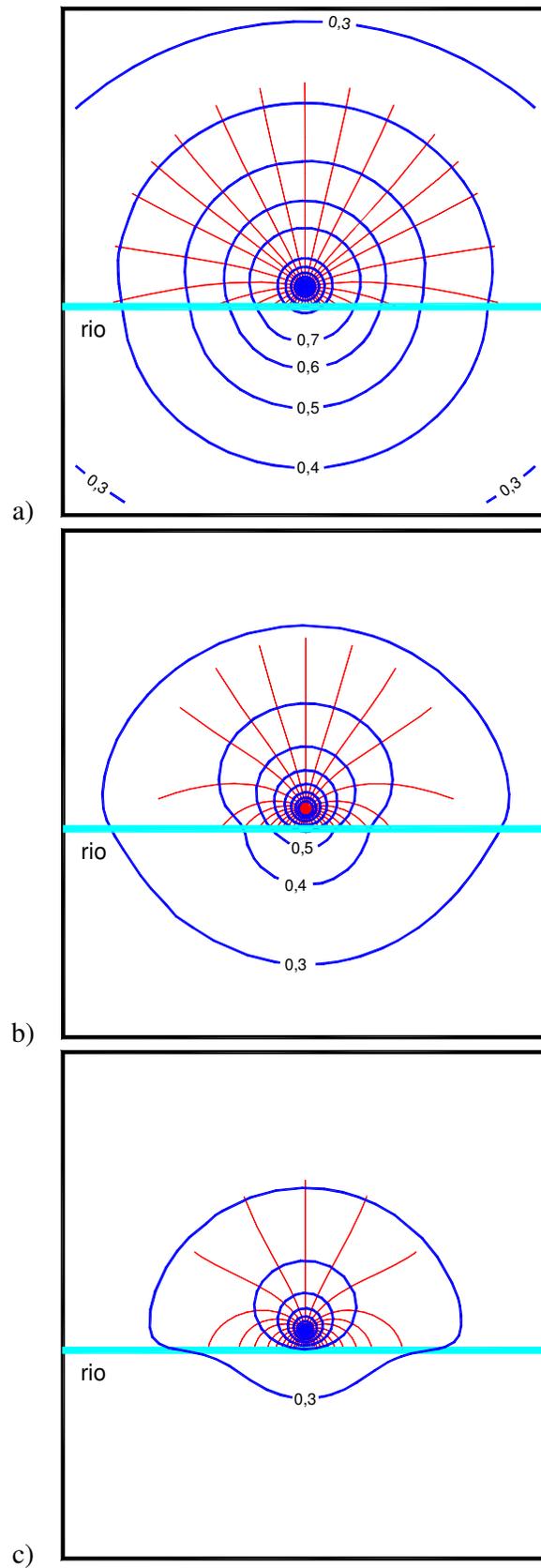


Figura 7.5 – Gráficos de Rede de Fluxo para $Q = 4500 \text{ m}^3/\text{d}$, $L = 300 \text{ m}$, $\Delta h = 0,3 \text{ m}$ e condutância do rio: (a) $C^* = 0,5 \text{ m/d}$, (b) $C^* = 5 \text{ m/d}$ e (c) $C^* = 50 \text{ m/d}$, mostrando os rebaixamentos em m. Os gráficos foram confeccionados com o emprego do programa *PMPATH*, subprograma do *Modflow Processing PRO* (Chiang e Kinzelbach, 2001).

Tabela 7.5 – Resumo dos volumes de depleção para dez diferentes condutâncias unitárias do leito do rio C^* variando de 0,5 até 50 [m/d].

C^* [m/d]	W [m]	K' [m/d]	M [m]	Volumes	V on [%]	V off [%]	V total [%]	V total [m ³]
0,5	25	0,010	0,5	Vb	3,36	11,20	14,56	58.969
				Vi	0,00	0,00	0,00	3
				Vt	3,36	11,20	14,56	58.973
1,25	25	0,100	2	Vb	7,63	21,92	29,55	119.689
				Vi	0,02	0,01	0,03	110
				Vt	7,65	21,93	29,58	119.799
2,5	25	0,100	1	Vb	13,13	31,16	44,29	179.357
				Vi	0,13	0,07	0,20	795
				Vt	13,26	31,22	44,48	180.152
5	25	0,100	0,5	Vb	20,32	37,70	58,02	234.986
				Vi	0,58	0,28	0,85	3.449
				Vt	20,90	37,98	58,87	238.436
10	50	0,100	0,5	Vb	27,26	39,31	66,57	269.610
				Vi	1,78	0,71	2,49	10.078
				Vt	29,04	40,02	69,06	279.688
15	25	0,300	0,5	Vb	30,56	38,69	69,25	280.451
				Vi	2,81	0,99	3,80	15.384
				Vt	33,37	39,68	73,05	295.844
20	100	0,100	0,5	Vb	32,39	37,94	70,33	284.833
				Vi	3,61	1,18	4,79	19.411
				Vt	36,00	39,12	75,12	304.245
30	50	0,300	0,5	Vb	34,29	36,81	71,10	287.962
				Vi	4,74	1,41	6,14	24.883
				Vt	39,03	38,22	77,25	312.845
40	25	0,800	0,5	Vb	35,23	36,09	71,32	288.841
				Vi	5,48	1,53	7,01	28.374
				Vt	40,71	37,61	78,32	317.215
50	25	1,000	0,5	Vb	35,80	35,59	71,39	289.115
				Vi	5,98	1,60	7,58	30.718
				Vt	41,79	37,19	78,97	319.833

Obs.: Na tabela acima, V_{on} é o volume percentual d'água de 90 dias de bombeamento. V_{off} é o volume de 275 dias após o bombeamento. V_{total} é a soma dos dois termos, uma vez expressa em porcentagem [%], outra vez expressa em valor absoluto [m³]. Os três termos verticais para cada valor de C^* , V_b , V_i e V_t , são os volumes relativos do fluxo de base (b), do fluxo da infiltração induzida (i) e o fluxo total (t). O objetivo de realizar as simulações com dez diferentes condutâncias unitárias do leito do rio foi fazer com que as curvas de variação de depleções em função da condutância (mostradas no gráfico da Fig. 7.6d) se tornassem mais detalhadas. As curvas de redução do fluxo de base, infiltração induzida e depleção total do rio para as condutâncias unitárias de 15, 30 e 40 [m/d] não foram mostradas nos respectivos gráficos das Figs. 7.6a, 7.6b e 7.6c, devido ao fato de que as mesmas não acrescentariam grandes contribuições, e, além disso, “poluiriam” visualmente os gráficos.

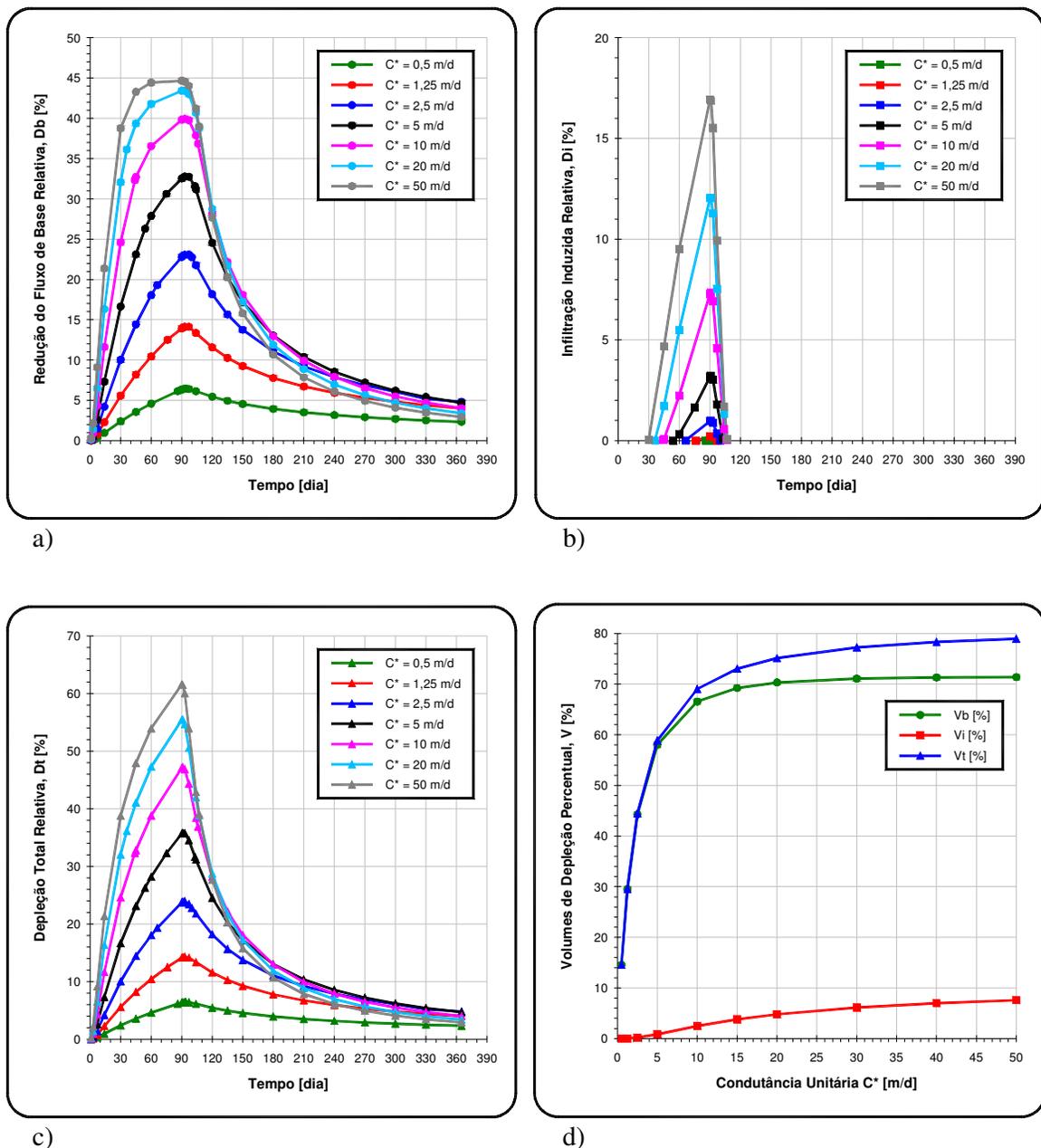


Figura 7.6 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutância unitária do leito do rio.

Como indicado no gráfico da Fig. 7.6a, a taxa de redução do fluxo de base aumenta rapidamente logo no início do período de bombeamento para $C^* = 50$ m/d, tornando-se constante entre 60 e 90 dias de bombeamento. Por outro lado quando $C^* = 0,5$ m/d, a taxa de redução do fluxo de base do rio é extremamente menor. Após a parada do bombeamento, estas taxas decrescem muito rapidamente para altos valores de condutância unitária, porém a redução do fluxo de base ainda continua mesmo no período de pós-bombeamento (275 dias), ou seja, *os efeitos residuais* da redução do fluxo de base permanecem após o desligamento da bomba do poço. Para

todos os dez casos estudados, as taxas de redução do fluxo de base permanecem sempre maiores do que zero até o final dos 365 dias da simulação, isto indica que os efeitos residuais da redução do fluxo de base do rio irão atuar já no início da próxima estação de bombeamento.

Em contraste, as taxas de infiltração induzida do rio são muito menores, como mostrado no gráfico da Fig. 7.6b. A retirada de água subterrânea não induz a infiltração do rio logo no início do período de bombeamento. Por exemplo, a infiltração induzida para a condutância unitária $C^* = 50$ m/d só ocorre após 30 dias do início do período de bombeamento. Ao contrário da redução do fluxo de base, os efeitos residuais da infiltração induzida não são tão fortes, os mesmos se tornam zero rapidamente logo após cessar o bombeamento.

A infiltração induzida tende a iniciar cada vez mais cedo, conforme cresce a condutância unitária do leito do rio, e desaparecer por completo cada vez mais tarde (sempre após o desligamento da bomba), com o aumento desse parâmetro, porém, o início cresce mais rapidamente em relação ao término. Para as condutâncias unitárias do leito do rio de 0,5; 1,25; 2,5; 5; 10; 20 e 50 [m/d], a infiltração induzida começa em 86; 76; 66; 54; 44; 36; e 30 dias respectivamente após o início do bombeamento, e seus terminos nessa mesma ordem são: 4; 7; 10; 13; 16; 17 e 17 dias após o desligamento da bomba.

A máxima taxa de depleção total relativa é de aproximadamente 62% para $C^* = 50$ m/d, e 6% para a $C^* = 0,5$ m/d, como mostrado no gráfico da Fig. 7.6c. Estes resultados estão em contraste com os obtidos a partir de modelos rio-aquífero (Theis, 1941; Glover e Balmer, 1954) onde o rio penetra totalmente o aquífero e há uma ausência do fluxo de base devido ao fato de que o rio e o aquífero estarem em equilíbrio hidráulico ($\Delta h = 0$). Nesses modelos, todas as deple-

Após o início do bombeamento, o armazenamento do aquífero supre o poço em bombeamento, e mais tarde, a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio contribuem para o poço. A Fig. 7.7 mostra a curva de depleção total e a depleção do armazenamento para $C^* = 5$ m/d. A curva de depleção do armazenamento indica a quantidade d'água fornecida pelo armazenamento por tempo unitário. Após um bombeamento de 90 dias, a bomba é desligada, a depleção de armazenamento torna-se negativa, ou seja, o nível d'água rebaixado recupera-se e o aquífero recebe água principalmente do fluxo de base e um pouco da infiltração induzida do rio.

Observa-se que para os 90 dias de bombeamento a condição (Eq. 6.8) e para os 275 dias de não-bombeamento a condição (Eq. 6.9) são completamente satisfeitas.

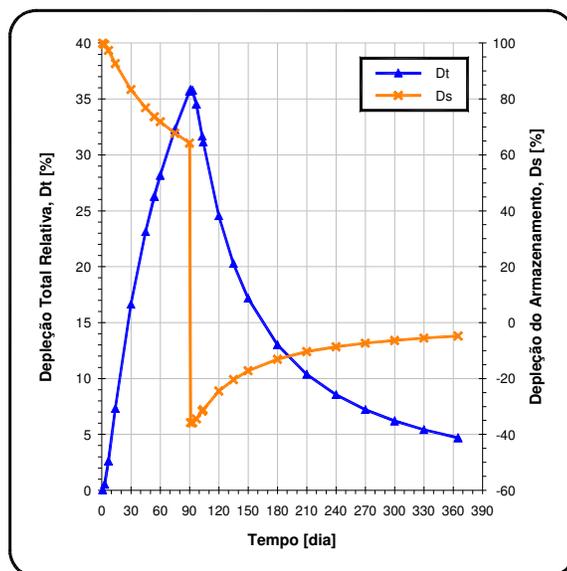


Figura 7.7 – Gráfico mostrando a depleção total e depleção do armazenamento para $C^* = 5$ m/d.

7.2 Efeitos da Penetração Parcial do Leito do Rio

O modelo constituído por uma camada é baseado na suposição de que a profundidade de penetração do leito de rio é pequena em relação à espessura do aquífero. Porém, o efeito hidráulico do grau de penetração para as taxas de depleção não é desprezível, pois com o aumento do perímetro molhado do leito de rio cresce também a drenança do leito para o aquífero (Eq. 5.12).

$$B = \frac{\lambda \ell}{T} = W \frac{K'}{b'} \cdot \frac{\ell}{T} \quad (7.3)$$

Um modelo do *MODFLOW* constituído por cinco camadas foi estabelecido (Fig. 7.8) para avaliar através de cinco modelagens numéricas com os parâmetros padrões ($Q = 4500$ m³/d, $\Delta h = 0,3$ m e $L = 300$ m) o efeito da penetração parcial do leito do rio no respectivo aquífero em

relação às taxas e volumes de depleção de modo que, 20 % da penetração do rio são associados à primeira camada, 40% a primeira e segunda camadas, 60% a primeira, segunda e terceira camadas, 80 % a primeira, segunda, terceira e quarta camadas e 100% a todas as camadas.

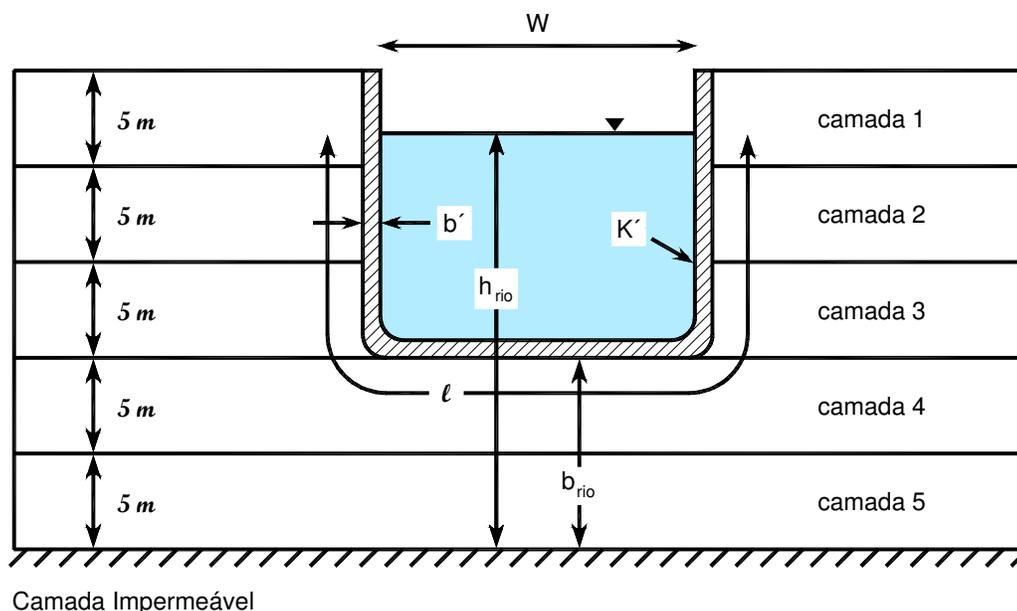


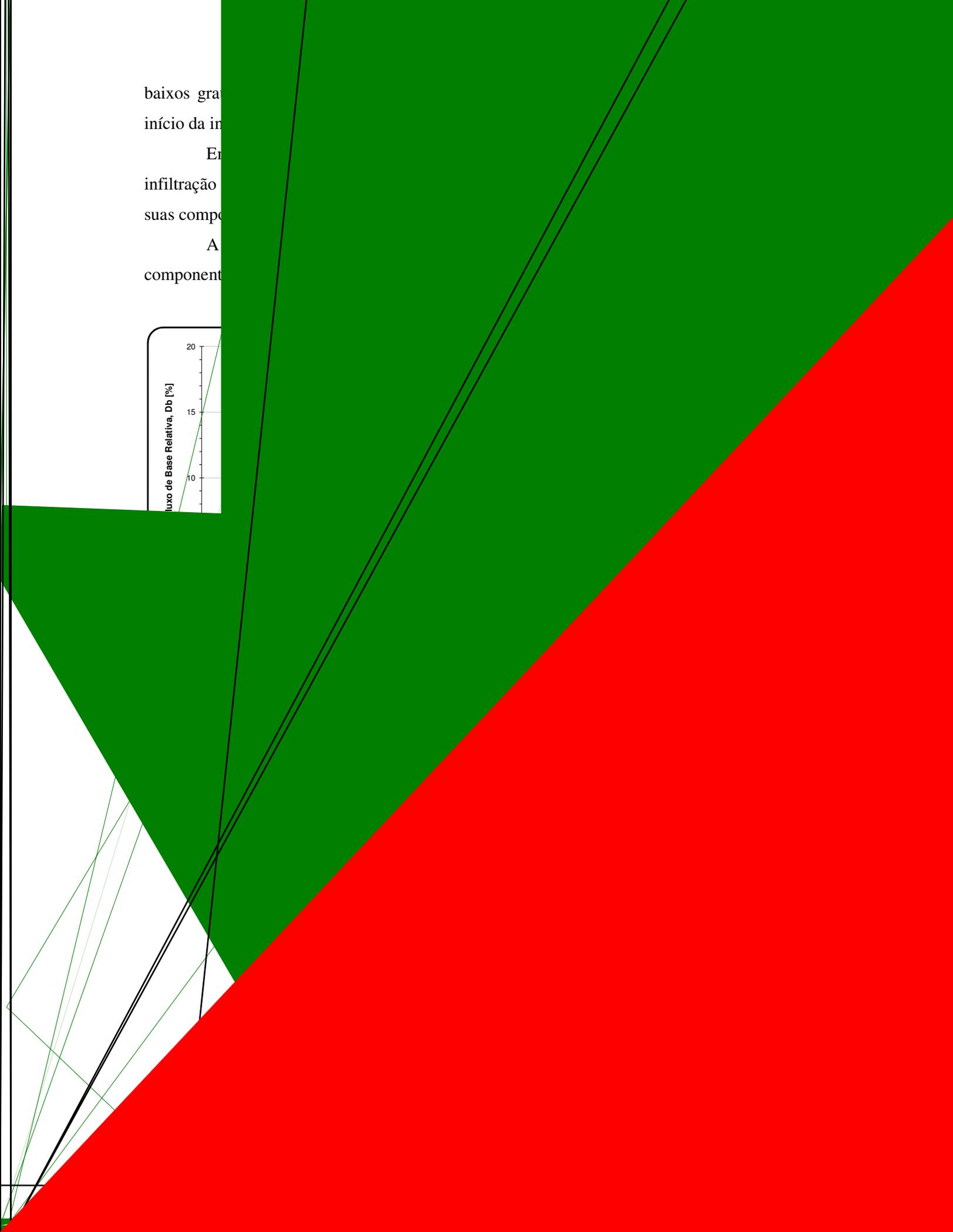
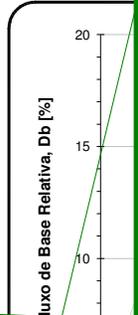
Figura 7. 8 – Seção transversal de uma configuração do rio parcialmente penetrante simulado pelo *PMWIN-MODFLOW* com um modelo de 5 camadas de 5 m de espessura cada.

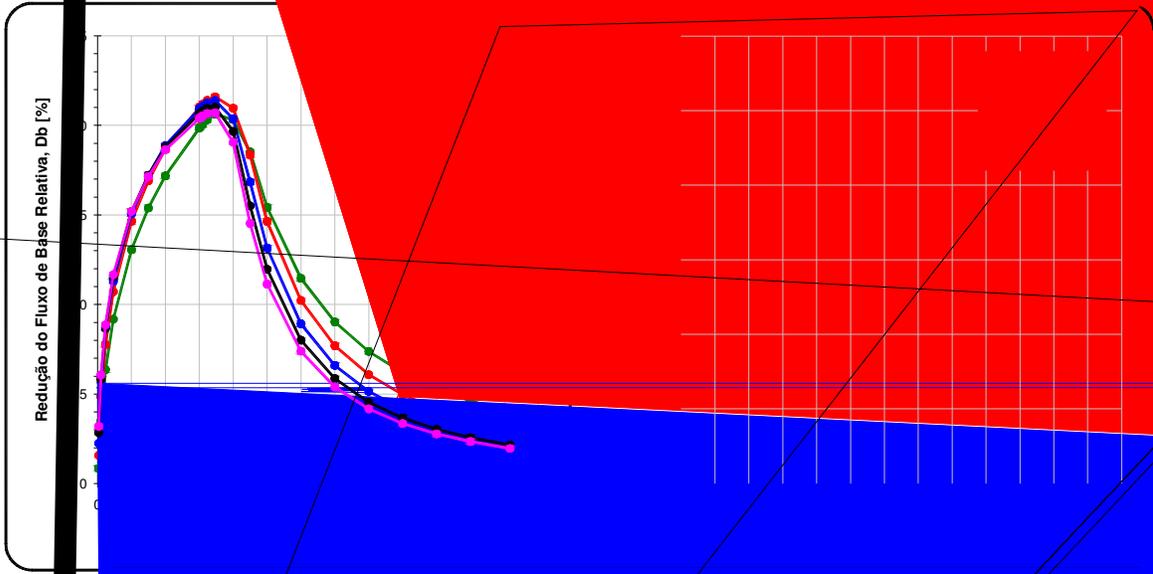
Nos gráficos das Figs. 7.9, 7.10 e 7.11 são mostrados os resultados das simulações feitas no estudo da variação do grau de penetração do rio no aquífero para os casos no qual se atribuiu para a condutância unitária do leito C^* os valores 0,5; 5 e 50 [m/d] respectivamente.

De acordo com o gráfico da Fig. 7.9a, constata-se que a redução do fluxo de base é bastante sensível à variação do grau de penetração do rio, crescendo significativamente com o aumento deste parâmetro, sendo seu valor máximo alcançado para o caso de 100% de penetração do aquífero pelo rio, o que em geral se verifica tanto durante o período de bombeamento como no período de pós-bombeamento. Os efeitos residuais da redução do fluxo de base se apresentam durante todo o período de pós-bombeamento.

A infiltração induzida do rio (Fig. 7.9b) apresenta um comportamento semelhante em relação à redução do fluxo de base, pois à medida que se aumenta o grau de penetração do aquífero pelo rio ocorre um aumento da infiltração induzida, sendo que a diferença de comportamento destas duas componentes da depleção está no fato de que os efeitos residuais da infiltração induzida do rio desaparecem em torno de 30 dias do desligamento da bomba. A partir da Fig. 7.9b, verifica-se também que para altos graus de penetração do aquífero pelo rio, a infiltração induzida se inicia mais rápido, e desaparece mais tarde, quando comparada com o cenário de

baixos gra
início da in
En
infiltração
suas compo
A
component





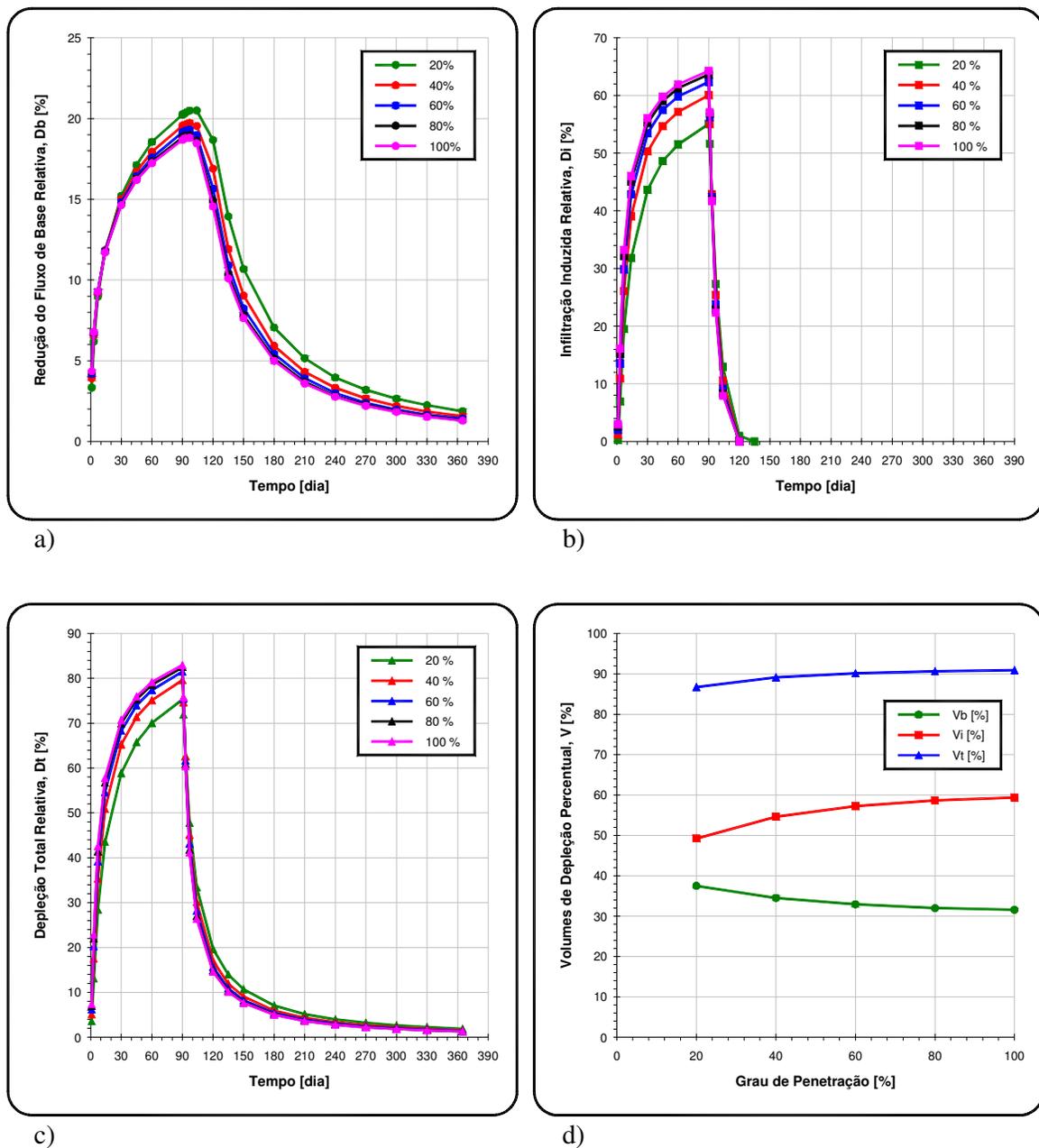


Figura 7. 11 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da penetração parcial do rio, com condutância unitária do leito do rio $C^* = 50$ [m/d].

A partir dos gráficos da Fig. 7.11 nota-se que os comportamentos da depleção total do rio e suas componentes são similares aos verificados anteriormente para o caso de $C^* = 5$ [m/d], sendo que agora seus efeitos mudam pouco em função da variação do grau de penetração.

Nota-se que com o aumento da condutância unitária e penetração parcial do leito do rio a taxa de depleção total e o volume de depleção percentual crescem e a taxa de redução do fluxo de base diminui. Além disso, observa-se nas Figs. 7.9d - 7.11d, que o efeito da penetração do leito do rio é menos significativo com a condutância crescente.

7.3 Efeitos da Variação do Nível do Rio

O grau da depleção do fluxo de um rio varia em virtude da conectividade hidráulica entre rio e aquífero. Variações nos níveis da água do rio ou nos níveis do lençol freático da água subterrânea alteram a diferença de carga hidráulica, Δh , entre o rio e o aquífero. Sete (07) distintos cenários são simulados no presente trabalho: com $\Delta h = 0; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60; 0,80$ e $1,00$ m (ou seja, desde a condição de equilíbrio entre rio e aquífero até o cenário de rio extremamente *efluente*).

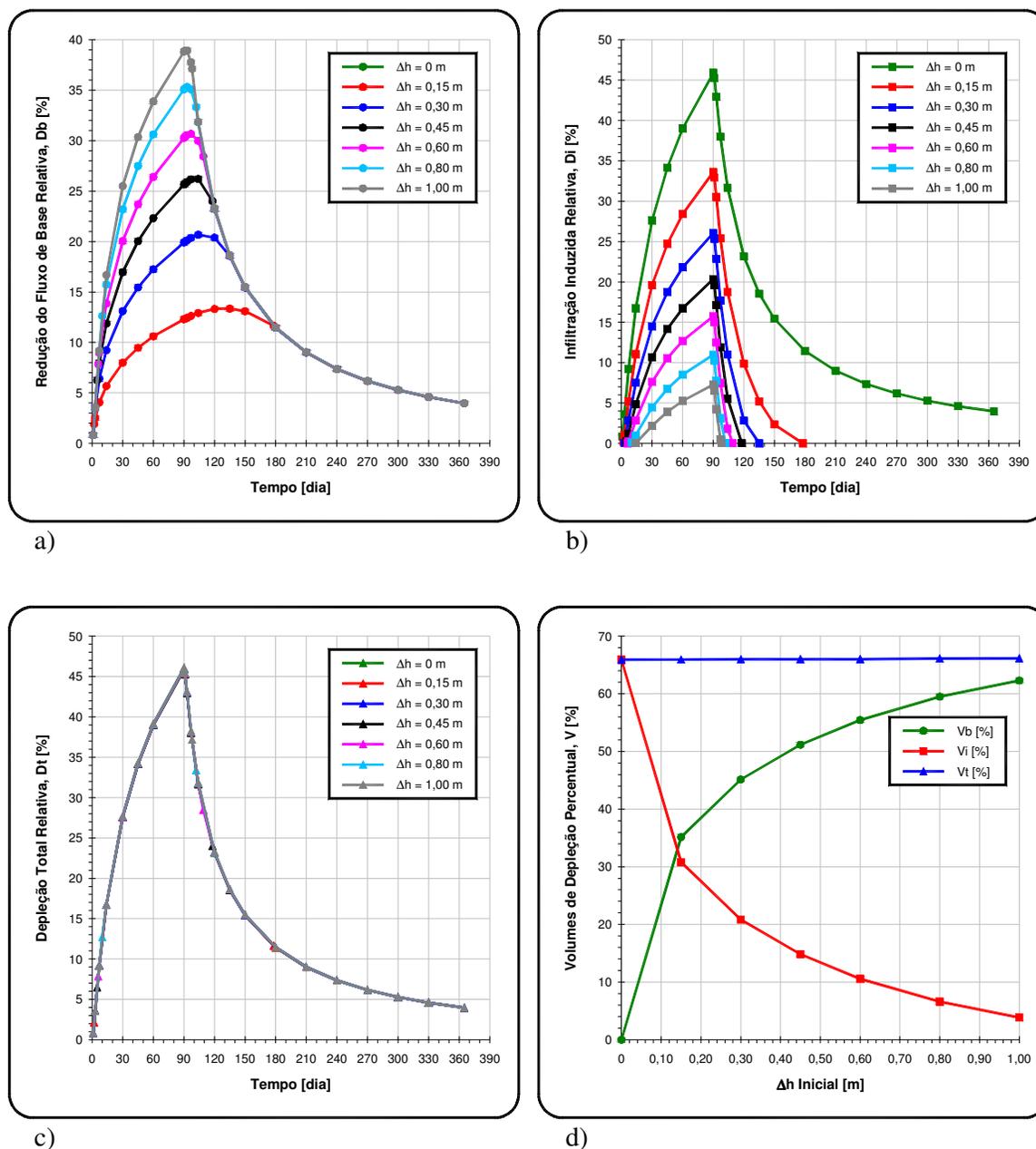


Figura 7. 12 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero.

De acordo com o gráfico da Fig. 7.12a, verifica-se que não existe a curva de redução do fluxo de base para o cenário $\Delta h = 0$, o que já era esperado, pois em nenhum momento da simulação gera-se um gradiente hidráulico descendente no sentido aquífero rio, ocorrendo, porém durante o período de bombeamento e pós-bombeamento um gradiente hidráulico no sentido oposto, causando, portanto, infiltração induzida. Nota-se também que a redução do fluxo de base cresce com o aumento da diferença de carga hidráulica ente rio e aquífero, porém a mesma se torna idêntica para os seis cenários a partir de 90 dias do desligamento da bomba.

Com relação à infiltração induzida do rio, percebe-se que a mesma apresenta um comportamento inverso quando comparada à redução do fluxo de base (claramente mostrado no gráfico da Fig. 7.12b), pois ela diminui com o aumento da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero. Observa-se também que os tempos de início e término da taxa de depleção da infiltração induzida do rio variam de acordo com o cenário, pois para $\Delta h = 0; 0,15; 0,30; 0,45; 0,60; 0,80$ e $1,00$ m os respectivos tempos de surgimento da infiltração induzida são 1; 2; 3; 5; 6; 10 e 14 dias do início do bombeamento, não cessando os seus efeitos residuais para o cenário de equilíbrio entre rio e aquífero ($\Delta h = 0$), e desaparecendo com 88; 45; 28; 19; 12 e 8 dias do término do bombeamento para os demais respectivos cenários.

Ao contrário de suas componentes, a taxa de depleção total é independente da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero.

Os resultados para um cenário especial (3 simulações) de *rio influente* (rio que “alimenta” aquífero subterrâneo, $\Delta h < 0$), que pode ocorrer em um trecho a montante do rio, são os mesmos já encontrados para o cenário de equilíbrio do rio ($\Delta h = 0$), como mostrado na Fig. 7.13.

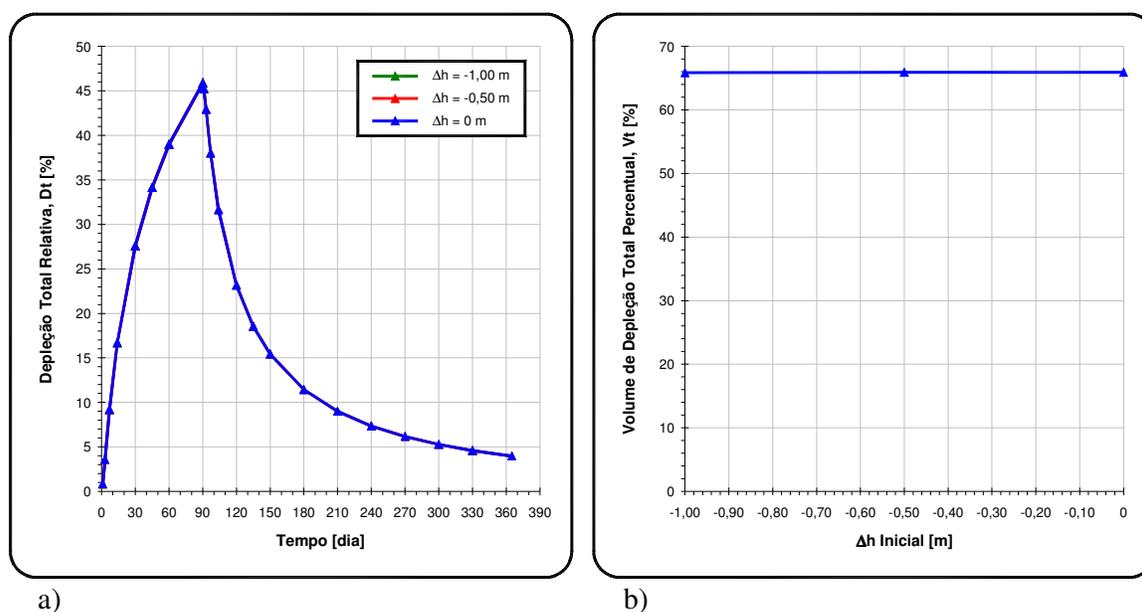


Figura 7.13 – Gráficos mostrando: (a) depleção total relativa, e (b) variação do volume percentual da depleção total em função da diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, para o cenário de rio influente.

7.4 Efeitos da Declividade do Nível Freático

Nestas sete (07) simulações, o gradiente natural do fluxo de base, i , foi tomado levando em conta junto com a diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, $\Delta h = 0,3$ m (Fig. 7.14). Sete diferentes gradientes do fluxo de base foram simulados: $i = 0$; 5×10^{-5} ; $7,5 \times 10^{-5}$; 1×10^{-4} ; $1,5 \times 10^{-4}$; $2,5 \times 10^{-4}$ e 5×10^{-4} , permanecendo constantes os demais parâmetros do modelo ($Q = 4500$ m³/d, $\Delta h = 0,3$ m e $L = 300$ m) para as diversas simulações.

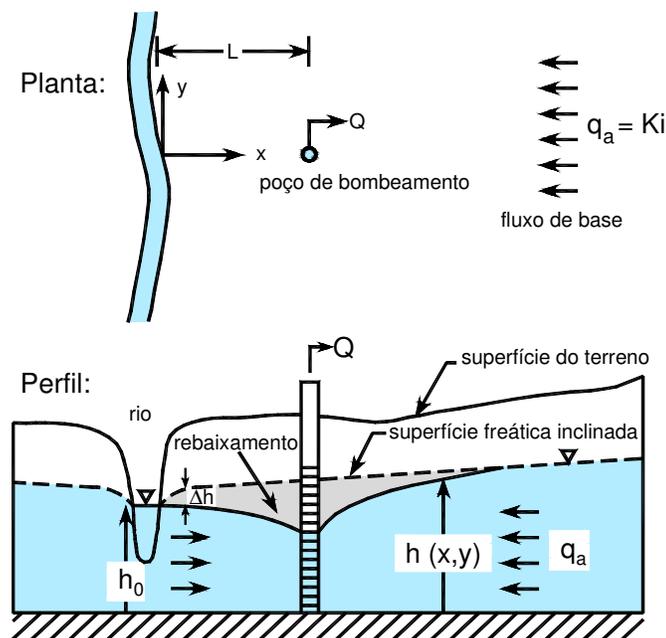


Figura 7. 14 – Representação esquemática do sistema rio-aquífero com diferença hidráulica entre rio e aquífero ($\Delta h \neq 0$) e superfície freática inclinada (Fonte modificada: Chen 2003).

De acordo com o gráfico da Fig. 7.15a, constata-se que a redução do fluxo de base é pouco sensível à variação do gradiente hidráulico, crescendo lentamente com o aumento deste parâmetro até um valor limite a partir do qual permanece constante. A partir de 14 dias do término do bombeamento, os efeitos residuais da redução do fluxo de base do rio se tornam idênticos para os sete cenários, indicando que esses efeitos residuais são praticamente os mesmos, independente do gradiente hidráulico.

A infiltração induzida do rio apresenta um comportamento inverso em relação à redução do fluxo de base, pois à medida que se aumenta o gradiente hidráulico ocorre uma diminuição da infiltração induzida, até um valor limite desse parâmetro ($i = 5 \times 10^{-4}$) no qual esta componente da depleção total desaparece por completo. A partir da Fig. 7.15b, verifica-se também que para pequenas declividades do nível do lençol freático, a infiltração induzida se inicia mais rápido, e desaparece mais tarde, quando comparada com o cenário de altas declividades que tendem a provocar um retardamento do início da infiltração e uma precocidade no seu término.

A Fig. 7.15c mostra que a depleção total do rio é insensível à variação da declividade do nível do lençol freático, mantendo-se idêntica para todos os sete cenários considerados.

Pelo gráfico da Fig. 7.15d, percebe-se claramente que para pequenas declividades a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio possuem comportamentos opostos, pois à medida que redução do fluxo de base cresce com o aumento do gradiente hidráulico, a infiltração induzida diminui, e que para altas declividades, a primeira se torna praticamente constante, enquanto a segunda desaparece, fazendo com que a depleção total do rio seja formada apenas pela redução do fluxo de base.

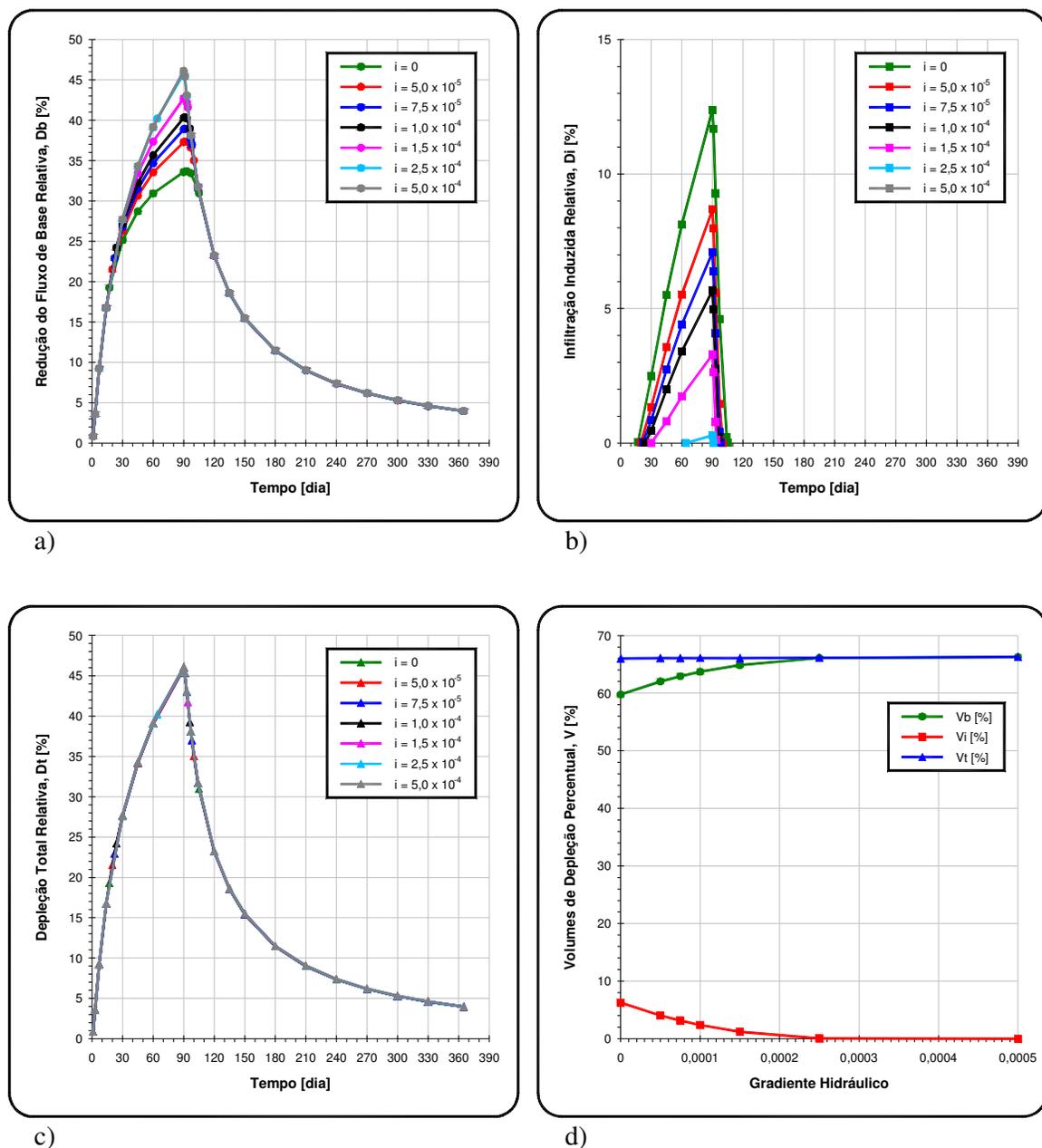


Figura 7. 15 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do gradiente hidráulico.

7.5 Efeitos da Variação da Distância Poço-Rio

Simulações distintas foram realizadas para sete (07) diferentes distâncias entre o poço e o rio ($L = 75; 150; 300; 600; 800; 1000$ e 1200 m), deslocando-se o poço em relação ao rio.

De acordo com o gráfico da Fig. 7.16a, nota-se que para pequenas distâncias ($L = 75; 150; 300$; e 600 m) entre o poço e o rio, a redução do fluxo de base, ocorre imediatamente após o início do bombeamento, enquanto que para maiores distâncias ($L = 800; 1000$ e 1200 m), a redução do fluxo de base começa mais tarde, no caso com 3, 7 e 7 dias respectivamente.

Durante os 90 dias do período de bombeamento, a redução do fluxo de base do rio apresenta-se maior para pequenas distâncias entre o poço e o rio, comparadas com grandes distâncias. Esse comportamento, porém, se inverte no período de pós-bombeamento, passando a redução do fluxo de base ser maior agora para altas distâncias entre poço e rio.

Para distâncias muito pequenas ($L < 300$ m), o pico da taxa de redução do fluxo de base do rio ocorre aproximadamente 14 dias após o término do bombeamento, enquanto que para distâncias maiores ($L > 300$ m), esse pico ocorre agora cerca de 30 dias após o desligamento da bomba do poço.

Em contraste com a redução do fluxo de base, a infiltração induzida do rio não ocorre imediatamente com o início do bombeamento, para a maioria dos sete cenários estudados. Como mostrado no gráfico da Fig. 7.16b, o rio descarrega água para o aquífero a partir de 0, 0, 3, 13, 24, 38 e 57 dias do início do bombeamento para $L = 75, 150, 300, 600, 800, 1000$ e 1200 m respectivamente, deste modo, quanto maior a distância entre o poço e o rio mais tarde começa a infiltração induzida.

Por outro lado quanto maior a distância entre o poço e o rio maior será o tempo para cessar completamente o efeito da infiltração induzida do rio. Este tempo em que ocorre o término da infiltração induzida marca o fim da reversão do gradiente hidráulico, inicialmente provocada pelo bombeamento.

Conforme mostra o gráfico da Fig. 7.16c, a depleção total do rio apresenta um comportamento semelhante em relação à redução do fluxo de base, porém agora bem mais evidenciado durante o período de bombeamento, ou seja, durante este período quanto maior o valor da distância entre poço e rio menor será a depleção total, e para o período de pós-bombeamento quanto maior a distância maior será a depleção.

Para distâncias muito pequenas ($L < 300$ m), o pico da taxa de depleção total do rio ocorre exatamente no fim do bombeamento, enquanto que para distâncias maiores ($L > 300$ m), esse pico acontece após alguns dias do desligamento da bomba do poço, sendo que no caso extremo de $L = 1200$ m, o pico ocorre após 14 dias do término do bombeamento.

A partir da Fig. 7.16d, constata-se que o volume de depleção da redução do fluxo de base é pouco sensível à variação da distância entre poço e rio, sendo que para distâncias inferiores a 700 m, a mesma cresce com o aumento desta distância, e a partir daí começa a diminuir com o aumento do afastamento entre poço e rio. O volume da infiltração induzida do rio é bastante sensível à variação da distância poço-rio, de modo que a mesma diminui com aumento dessa distância. O volume da depleção total do rio, assim como a infiltração induzida, é também bastante afetado pela variação da separação entre poço e rio, sendo que agora a mesma é indiretamente proporcional a este parâmetro.

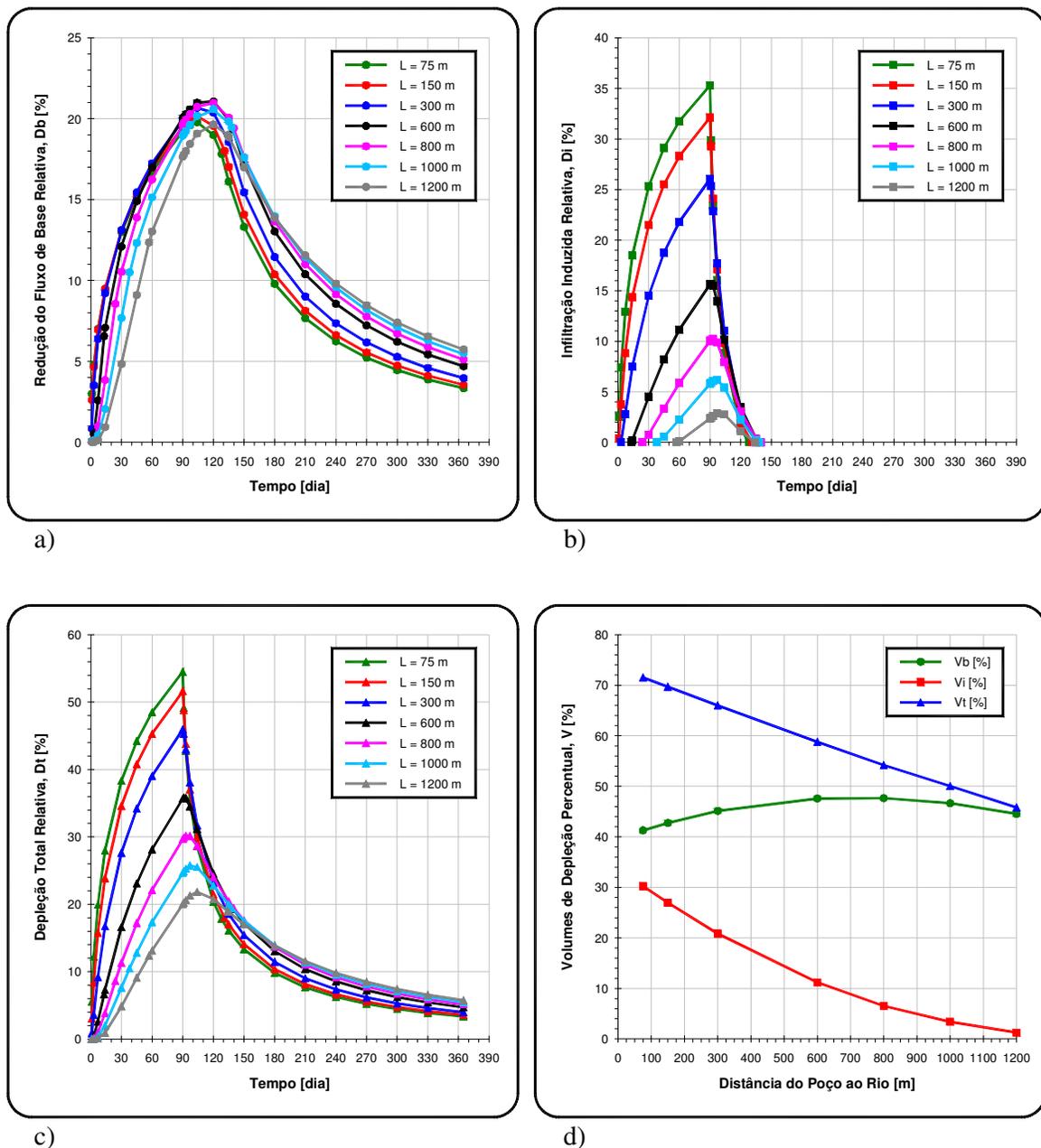


Figura 7. 16 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da distância poço-rio.

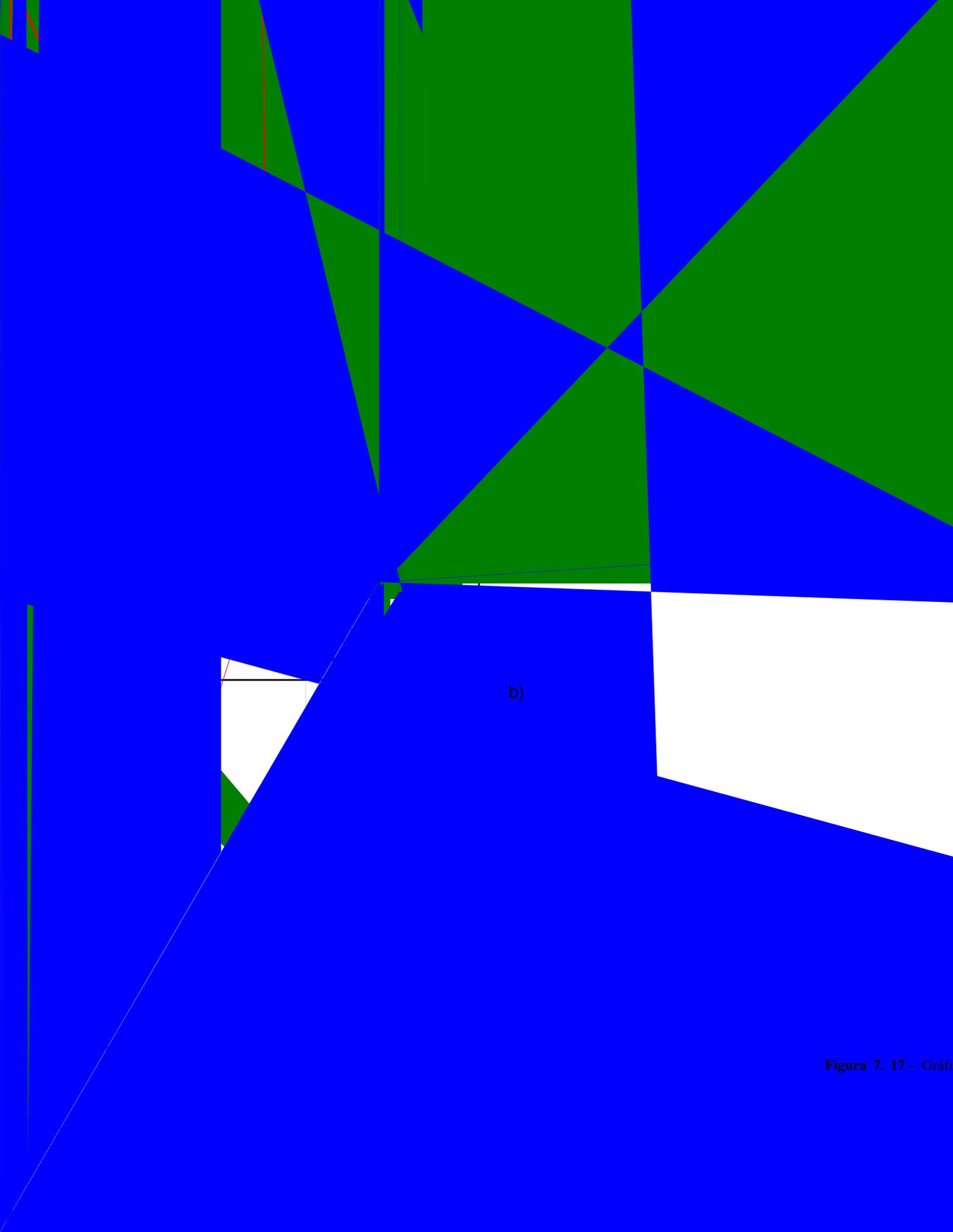


Figura 7. 17 – Gráfi

De acordo com o gráfico da Fig. 7.17a, verifica-se que a redução do fluxo de base é fortemente afetada pela variação da condutividade hidráulica horizontal do aquífero, de modo que a mesma cresce com o aumento deste parâmetro. O pico da redução do fluxo de base coincide com o término do bombeamento para altos valores de K_h , sendo que diminuição deste provoca um aumento do tempo de retardamento desse pico. Os efeitos residuais desta componente da depleção total somente tornam-se idênticos após 150 dias do desligamento da bomba.

A infiltração induzida do rio assim como a redução do fluxo de base também é profundamente afetada pela variação da condutividade hidráulica horizontal, porém de forma oposta, ou seja, à medida que este parâmetro aumenta os efeitos da infiltração diminuem (Fig. 7.17b). O início da infiltração, o qual ocorre logo no começo do bombeamento, é insensível à variação da condutividade hidráulica horizontal, permanecendo invariável para os sete cenários. Porém o seu término varia bastante de acordo com o valor da condutividade hidráulica horizontal, para $K_h = 25, 50, 100, 150, 200, 300$ e 400 m/d, a infiltração induzida desaparece após 192, 99, 45, 24, 14, 5 e 2 dias do desligamento da bomba respectivamente, ou seja, quanto maior o valor de K_h , mais cedo cessa o efeito da infiltração.

A depleção total do rio é suavemente afetada pela variação de K_h , sendo que a mesma diminui com o aumento desse parâmetro (Fig. 7.17c).

A partir da Fig. 7.17d, consta-se que os volumes percentuais da redução do fluxo de base e a infiltração induzida possuem comportamentos inversos, em relação à variação da condutividade hidráulica horizontal. O volume da redução do fluxo de base cresce bastante com o aumento de K_h , até um limite a partir do qual permanece constante. O volume da infiltração induzida diminui consideravelmente com o aumento de K_h .

Variando a condutividade hidráulica vertical, K_v , deixando a condutividade hidráulica horizontal constante, K_h , ou seja variando assim o grau da *anisotropia vertical* (K_h/K_v) do aquífero utilizando os parâmetros padrões ($Q = 4500$ m³/d, $\Delta h = 0,3$ m e $L = 300$ m) chega-se aos resultados das sete (07) simulações apresentados no gráfico da Fig. 7.18a, onde se nota que a redução do fluxo de base do rio é levemente afetada pela variação da condutividade hidráulica vertical do aquífero, sendo que a mesma cresce suavemente com o aumento desse parâmetro.

A infiltração induzida do rio é razoavelmente perturbada pela mudança da condutividade hidráulica vertical, de modo que a mesma cresce progressivamente com o aumento desse parâmetro (Fig. 7.18b). Os tempos de início (3 dias após o começo do bombeamento) e término (45 dias após o fim do bombeamento) da infiltração induzida praticamente são constantes para os cenários estudados, sendo a exceção o caso para $K_v = 0,01$ m/d, no qual, a infiltração induzida começa bem mais tarde (50 dias após o início do bombeamento) e termina bem mais cedo (15 dias após o desligamento da bomba), quando comparada com os demais cenários.

A depleção total do rio apresenta praticamente o mesmo comportamento da infiltração induzida, com a diferença de que seus efeitos não desaparecem em nenhum momento da simulação (Fig. 7.18c). Para os sete cenários o desenvolvimento da depleção total é o mesmo, mudando apenas a sua intensidade de um cenário para o outro, de modo que o pico da depleção coincide com o término do bombeamento (90 dias).

A partir da Fig. 7.18d, observa-se que as curvas dos volumes percentuais de depleção total e infiltração induzida, apresentam um desenvolvimento em função da variação da condutividade hidráulica vertical, bastante semelhante. Nota-se também que o volume da redução do fluxo de base se mantém praticamente constante em função da variação desse mesmo parâmetro.

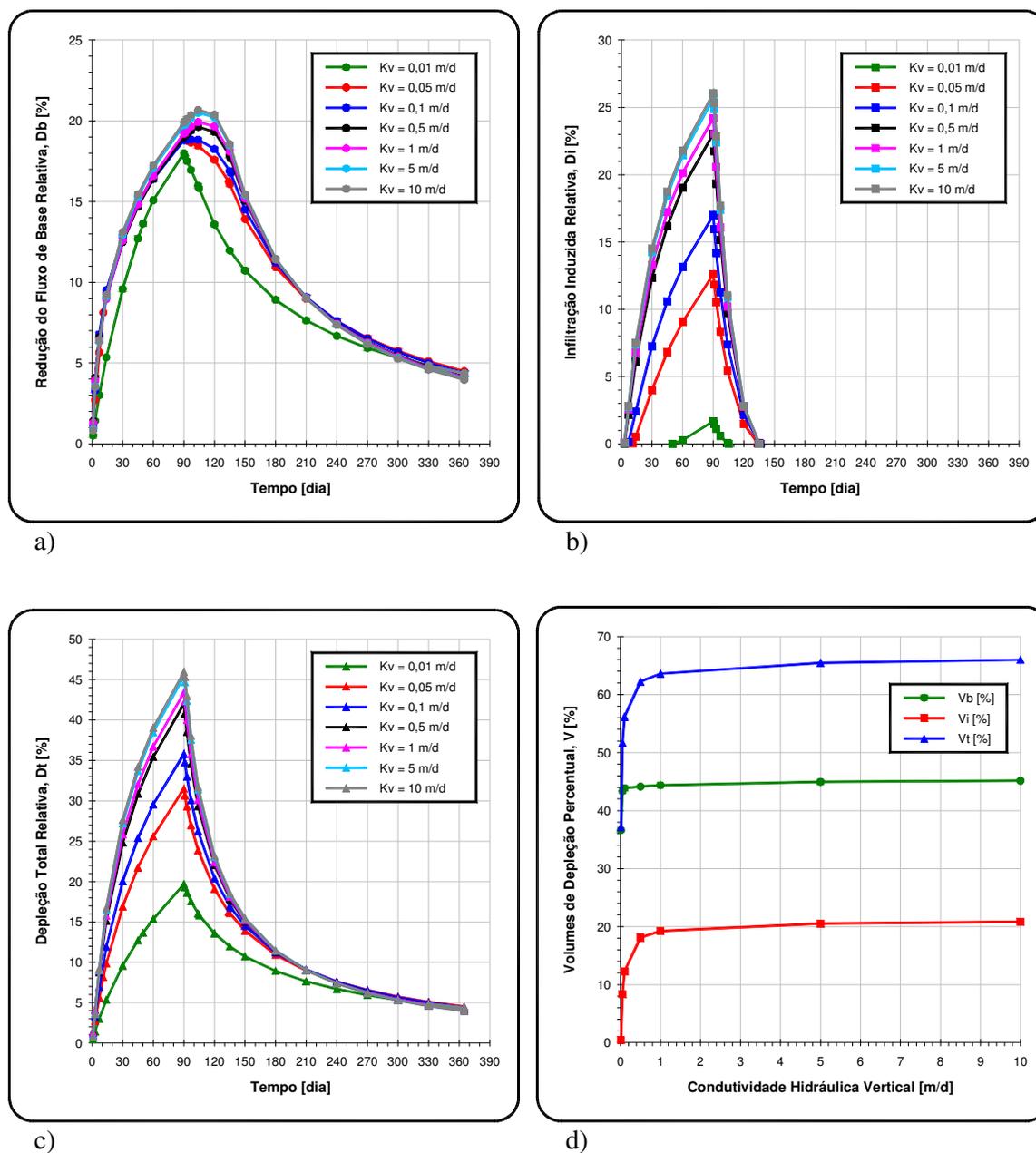
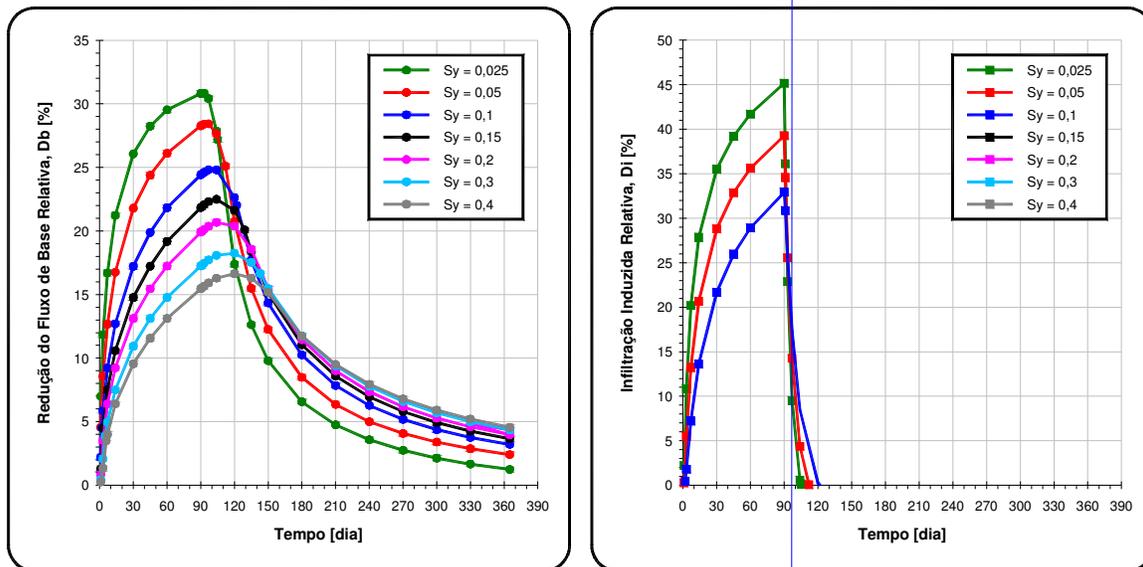


Figura 7. 18 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da condutividade hidráulica vertical, K_v .

Os resultados das sete (07) simulações utilizando os parâmetros padrões e variando o coeficiente de rendimento específico, S_y , são apresentados nas Figs. 7.19a, 7.19b e 7.19c, onde se constata que a depleção total e suas componentes, possuem praticamente o mesmo comportamento em função da variação de S_y , ou seja, decrescem com o aumento desse parâmetro para o período de bombeamento, passando a crescerem no período de pós-bombeamento.

O volume percentual da depleção total e da infiltração induzida apresentam um desenvolvimento em função da variação do rendimento específico muito semelhante, no qual diminuem continuamente com o aumento desse parâmetro (Fig. 7.19d). Já o volume percentual da redução do fluxo de base do rio também decresce com o aumento de S_y , porém mais suavemente.



Os resultados das sete (07) simulações utilizando os parâmetros padrões e variando o coeficiente de armazenamento, S , são apresentados nos gráficos das Figs. 7.20a, 7.20b e 7.20c, onde se verifica que redução do fluxo de base, infiltração induzida e depleção total do rio, apresentam praticamente o mesmo comportamento em função da variação do coeficiente de armazenamento, ou seja, em geral decrescem com o aumento desse parâmetro.

Com base na Fig. 7.20d, nota-se que o volume percentual da redução do fluxo de base e a infiltração induzida comportam-se similarmente em função da variação do coeficiente de armazenamento, onde diminuem progressivamente com o aumento desse parâmetro. Já o volume percentual da depleção total também decresce com o aumento de S , porém mais intensamente.

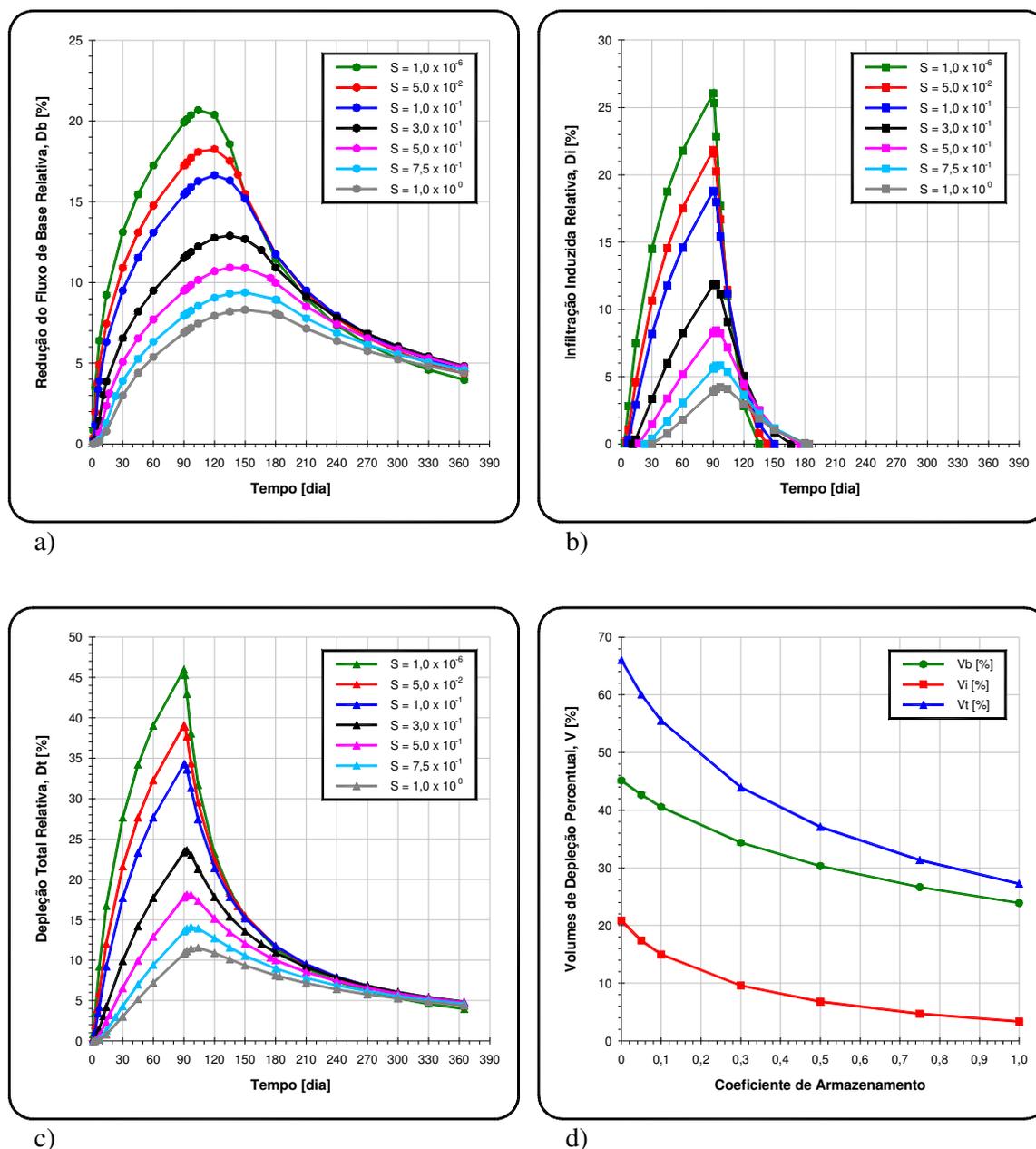


Figura 7. 20 – Gráficos: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do coeficiente de armazenamento, S .

7.7 Efeitos do Bombeamento de Longa Duração

Os gráficos das Figs. 7.21a, 7.21b, 7.21c e 7.21d mostram respectivamente as curvas da redução do fluxo de base relativa, infiltração induzida relativa, depleção total relativa e os respectivos volumes percentuais das diversas taxas de depleção para um bombeamento cíclico intermitente com uma duração de tempo total de 10 anos, obtidas através de simulações realizadas com uma vazão de bombeamento do poço $Q_w = 4500 \text{ m}^3/\text{d}$, distância entre o poço e o rio, $L = 300\text{m}$ e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero $\Delta h = 0,3 \text{ m}$.

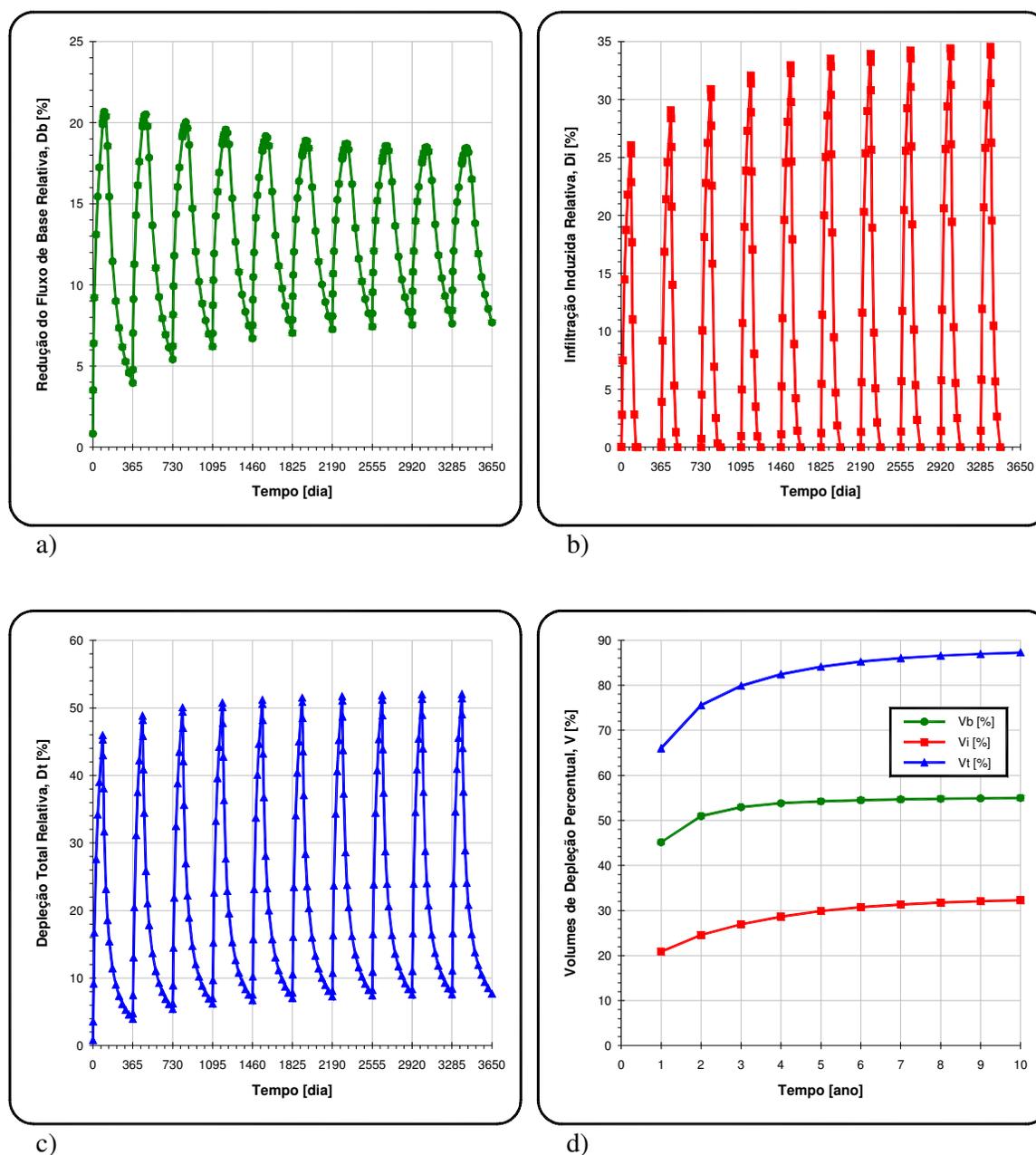


Figura 7. 21 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função do tempo.

Com base nos gráficos das Figs. 7.21a, 7.21b, 7.21c e 7.21d, conclui-se que:

- 1) Os picos da redução do fluxo de base ocorrem 14, 30 e 45 dias após o término do bombeamento para o primeiro ano, segundo ao sexto ano, e sétimo ao décimo ano respectivamente, ou seja, há um retardamento da redução do fluxo de base máxima ao longo dos anos.
- 2) O caimento do ápice da redução do fluxo de base é mais significativo nos primeiros cinco anos de simulação, continuando a decrescer nos últimos cinco, porém mais suavemente.
- 3) A taxa de redução do fluxo de base inicial cresce continuamente ao longo de cada ano, sendo mais ascendente nos cinco primeiros.
- 4) Os cumes da infiltração induzida do rio coincidem com o fim de cada período de bombeamento (90 dias), ou seja, o tempo que leva para ser alcançada a taxa de infiltração induzida máxima permanece constante ao longo dos anos.
- 5) O aclave do ápice da infiltração induzida é mais significativo nos primeiros cinco anos de simulação, continuando a crescer nos últimos cinco, porém mais levemente.
- 6) O início da infiltração induzida ocorre sempre 3 dias após o começo de cada período de bombeamento, ou seja, o tempo que leva para o rio começar a fornecer água para o aquífero permanece constante ao longo dos anos.
- 7) O término da infiltração induzida ocorre 45 dias após o fim de cada período bombeamento para os dois primeiros anos, e 60 dias para os demais.
- 8) Os auges das taxas de depleção total coincidem com o fim de cada período de bombeamento.
- 9) A ascendência do pico da depleção total do rio é mais significativa nos primeiros cinco anos de simulação, continuando a crescer nos últimos cinco, porém mais brandamente.
- 10) A taxa de depleção total inicial cresce continuamente ao longo de cada ano, sendo mais ascendente nos cinco primeiros.
- 11) A redução do fluxo de base sofre um considerável acréscimo para os primeiros três anos, passando a ser praticamente constante a partir daí.
- 12) A infiltração induzida do rio apresenta um aumento progressivo ao longo dos anos de bombeamento.
- 13) A depleção total do rio assim como a infiltração induzida também cresce ao longo dos anos de bombeamento, porém de forma mais acentuada.
- 14) Os volumes percentuais crescem significativamente nos primeiros anos e atingem um certo grau de saturação a partir do quinto ano de bombeamento.

Sendo assim conclui-se resumidamente que os efeitos da depleção total e suas componentes, são acumulativos ao longo do tempo.

7.8 Efeitos do Bombeamento Intermitente

Poços de provisão de água podem continuar seus bombeamentos durante vários meses do ano, mas a irrigação através do uso desses poços freqüentemente se faz por meio de esquemas de *bombeamento intermitente*.

Uma simulação foi realizada baseada em uma programação de 5 períodos de 10 dias de bombeamento intercalados com 4 períodos de 10 dias com a bomba desligada, totalizando 50 dias de bomba ligada e 40 desligada, prosseguindo o restante (275 dias) do ano sem bombeamento (Fig. 7.22b). Os principais parâmetros utilizados nessa simulação são: condutância unitária do leito do rio, $C^* = 5$ m/d, distância entre poço e rio, $L = 300$ m, e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero, $\Delta h = 0,3$ m.

A taxa de bombeamento utilizada nessa simulação foi de $8.100 \text{ m}^3/\text{d}$, de modo que o total do volume bombeado para os 50 dias de funcionamento da bomba permanecesse 405.000 m^3 ($50 \text{ dias} \times 8.100 \text{ m}^3/\text{dia} = 405.000 \text{ m}^3$), para que fosse possível a comparação dos resultados da simulação com bombeamento intermitente com os resultados obtidos através do bombeamento contínuo (Fig.7.22a), que também apresenta o mesmo volume total de bombeamento ($90 \text{ dias} \times 4.500 \text{ m}^3/\text{dia} = 405.000 \text{ m}^3$).

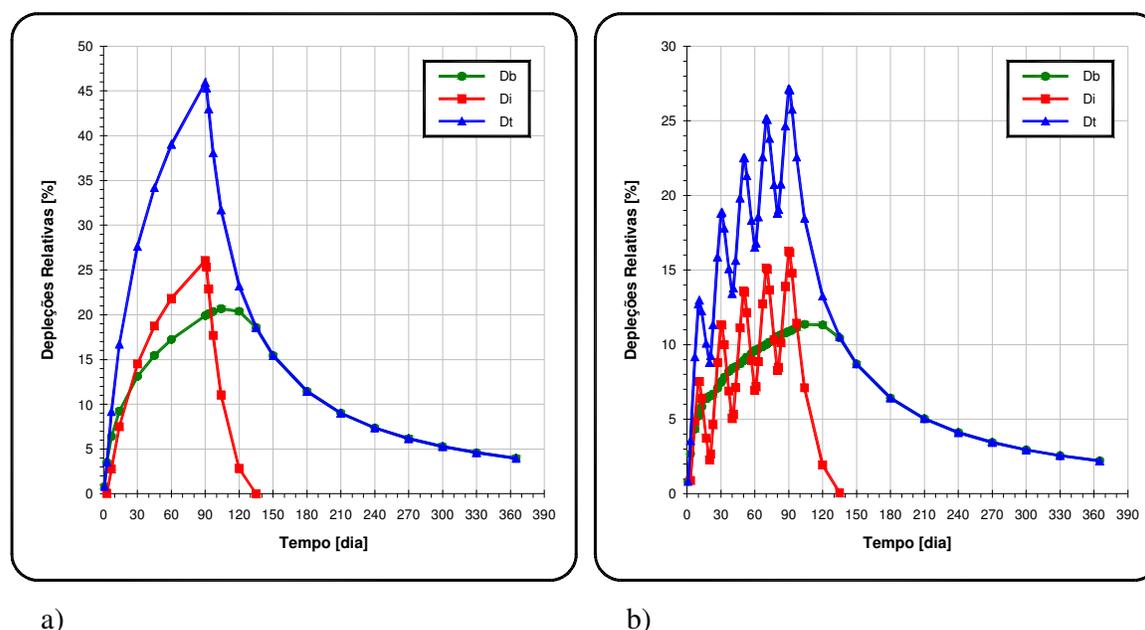


Figura 7. 22 – Gráficos mostrando a redução do fluxo de base relativa, a infiltração induzida relativa, e a depleção total relativa, para: (a) um intervalo de bombeamento contínuo de 90 dias de duração sem desligamento da bomba, seguidos de 275 de não-bombeamento, e (b) 5 intervalos de bombeamento intermitentes de 10 dias de duração intercalados por 4 intervalos de desligamento de bomba de também 10 dias de duração, seguidos de 275 de não-bombeamento. A Fig. 7.22a é idêntica à Fig. 7.4b.

Obs.: Observando os gráficos das figuras 744(r)0.7310-3.28537(s)-7.16666(-)-18.3.28537(s)744(r)0.7310-3.2-18.3.28537(s)iricin

Tabela 7.6 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento contínuo.

Volumes	on	off	total
Vb [%]	14,2	31,0	45,1
Vi [%]	16,5	4,3	20,8
Vt [%]	30,7	35,3	66,0

Tabela 7.7 – Volumes de depleção percentual para o bombeamento intermitente.

Volumes	on	off	total
Vb [%]	14,6	31,1	45,6
Vi [%]	15,5	5,0	20,6
Vt [%]	30,1	36,1	66,2

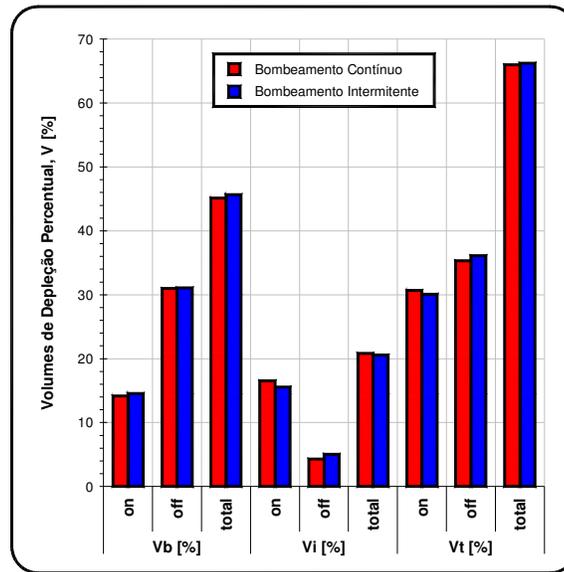


Figura 7.23 – Gráfico mostrando os volumes percentuais totais de redução do fluxo de base, infiltração induzida, e a depleção total, para os bombeamentos contínuo e intermitente.

Comparando-se os resultados dos gráficos das Figs. 7.22a e 7.22b verifica-se que os efeitos residuais da depleção continuam em todo o período de pós-bombeamento para ambos os esquemas de bombeamento.

Durante o período de bombeamento intermitente, as curvas de infiltração induzida do rio e depleção total apresentam cinco picos, estes correspondem ao término de cada um dos cinco intervalos de bombeamento (Fig. 7.22b), enquanto a curva da depleção do fluxo de base não mostra nenhum índice de interrupção de bombeamento. Observa-se também que as taxas de infiltração induzida do rio e depleção total iniciais de cada um dos cinco intervalos de bombeamento aumentam continuamente.

Com base nas informações das Tabs. 7.6 e 7.7 e o gráfico da Fig. 7.23, constata-se que os volumes de redução do fluxo de base, infiltração induzida e depleção total do rio, são praticamente idênticos para os regimes de bombeamento contínuo e intermitente, inclusive nos períodos de bombeamento (*well on*) e pós-bombeamento (*well off*).

7.9 Efeitos da Recarga Superficial

Em nenhuma das simulações realizadas até o momento foi aplicada recarga para repor a água do armazenamento extraída através do bombeamento e do próprio fluxo de base do rio.

Para analisar o impacto da recarga superficial do aquífero, acrescentou-se agora esta ao modelo, com os parâmetros padrões ($Q = 4500 \text{ m}^3/\text{d}$, $\Delta h = 0,3 \text{ m}$ e $L = 300 \text{ m}$). Para todas as simulações realizadas, a taxa de recarga foi assumida ser zero durante os 90 dias do período de bombeamento, sendo a mesma aplicada em variação, apenas no período de pós-bombeamento.

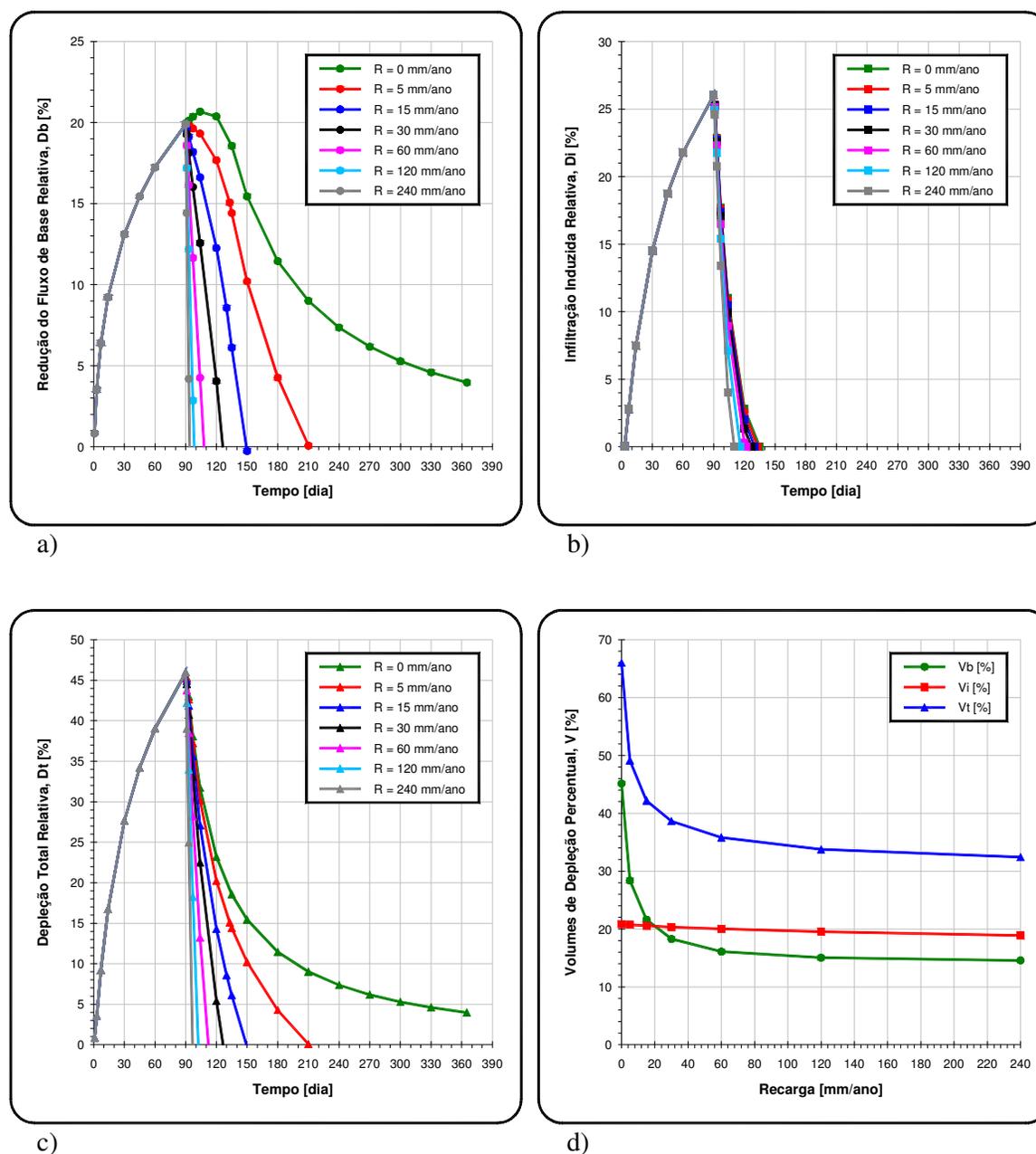


Figura 7. 24 – Gráficos mostrando: (a) redução do fluxo de base relativa, (b) infiltração induzida relativa, (c) depleção total relativa, e (d) variação dos volumes percentuais das depleções em função da recarga superficial.

As taxas de recarga utilizadas nas sete (07) diferentes simulações foram, $R = 0; 5; 15; 30; 60; 120$ e 240 mm/ano, sendo as mesmas aplicadas apenas nos meses posteriores ao término do período de bombeamento, sendo que nos sete cenários estudados, os resultados foram obtidos através de simulações realizadas com uma vazão de bombeamento do poço $Q_w = 4500$ m³/d, distância entre o poço e o rio, $L = 300$ m e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero $\Delta h = 0,3$ m

O gráfico da Fig. 7.24a mostra que a redução do fluxo de base do rio no período de pós-bombeamento diminui rapidamente e se torna zero após 120; 45; 30; 14; 7 e 3 dias do término do bombeamento, para $R = 5; 15; 30; 60; 120$ e 240 mm/ano respectivamente, sendo assim conclui-se que quanto maior a taxa de recarga aplicada sobre um sistema rio-aquífero menor serão os efeitos residuais da redução do fluxo de base do rio. Para a recarga superficial nula ($R = 0$), os efeitos residuais da redução do fluxo de base não desaparecem durante os 365 dias da simulação.

Como a infiltração induzida do rio ocorre principalmente durante a estação de bombeamento (primeiros 90 dias da simulação), e a recarga superficial é aplicada apenas no período de pós-bombeamento, têm-se então que seus efeitos sobre a infiltração induzida se tornam insignificantes (Fig. 7.24b).

A depleção total apresenta um comportamento semelhante ao apresentado pela redução do fluxo de base, pois à medida que se aumenta a taxa de recarga superficial, diminuem-se os efeitos residuais da depleção. Para $R = 5; 15; 30; 60; 120$ e 240 mm/ano, a depleção total desaparece após 120; 45; 30; 14; 7 e 3 dias do término do bombeamento respectivamente, sendo assim, os efeitos residuais da redução do fluxo de base e depleção total do rio desaparecem simultaneamente. Para a recarga superficial nula ($R = 0$), os efeitos residuais da depleção total permanecem durante os 365 dias da simulação (Fig. 7.24c).

Para todos os sete cenários (recarga superficial variando de $R = 0$ a 240 mm/ano) estudados o pico da taxa de depleção total do rio ocorre sempre no término do período de bombeamento (90 dias).

A partir do gráfico da Fig. 7.24d, consta-se que o volume percentual da redução do fluxo de base e a depleção total do rio, apresentam um desenvolvimento muito semelhante, de modo que ambas têm seus efeitos diminuídos para um aumento na taxa de recarga superficial. Essa diminuição é mais acentuada para baixos valores de recarga superficial ($R < 60$ mm/ano), sendo a partir daí menos expressiva.

Já o volume percentual da infiltração induzida do rio praticamente não é afetado pela variação da recarga superficial, diminuindo muito suavemente com o aumento desta.

7.10 Efeitos da Heterogeneidade Vertical

Este caso é de um interesse especial, pois se comporta como uma simulação virtual sob condições controladas das simulações de um caso real que será apresentado em detalhes a partir do capítulo 8 no presente trabalho.

O gráfico da Fig. 7.25a mostra as curvas da redução do fluxo de base relativa, infiltração induzida relativa e depleção total relativa para o cenário de modelo constituído de três camadas com condutividades hidráulicas horizontais diferentes ($K_{1h} = 100$ m/d; $K_{2h} = 1$ m/d e $K_{3h} = 100$ m/d) e três condutividades hidráulicas verticais diferentes ($K_{1v} = 10$ m/d; $K_{2v} = 0,1$ m/d e $K_{3v} = 10$ m/d), e a Fig. 7.25b é o modelo homogêneo já conhecido das simulações anteriores (Fig. 7.4b) e que tem por objetivo fazer comparações. Sendo ambos os resultados obtidos através de simulações realizadas com uma vazão de bombeamento do poço $Q_w = 4500$ m³/d, distância entre o poço e o rio, $L = 300$ m e diferença de carga hidráulica entre rio e aquífero $\Delta h = 0,3$ m.

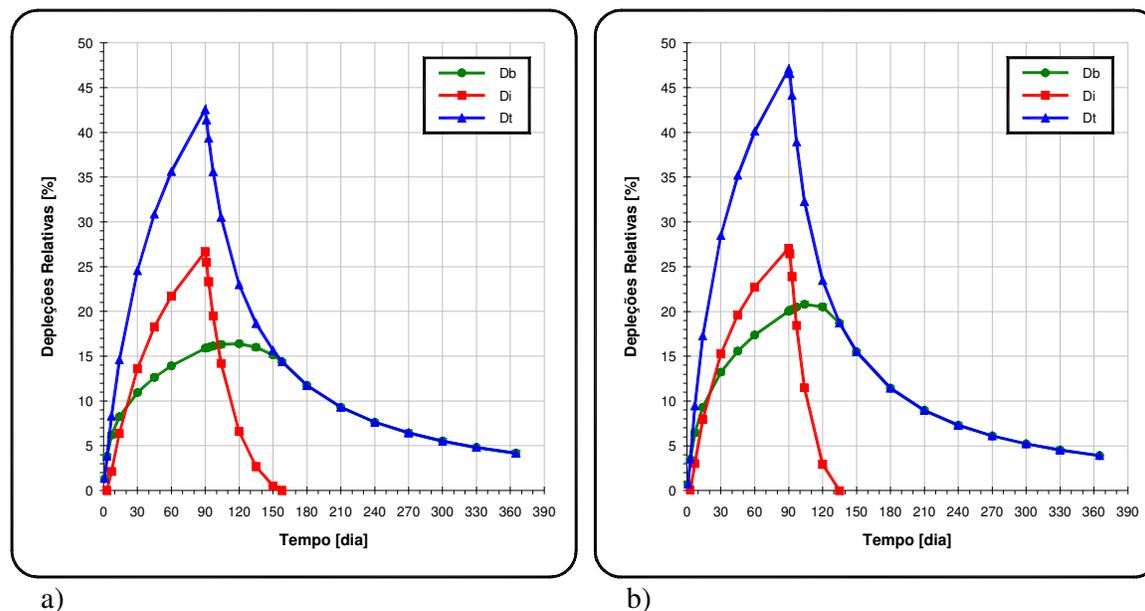


Figura 7.25 – Gráficos mostrando a redução do fluxo de base do rio para o modelo verticalmente heterogêneo de condutividades hidráulicas horizontais e verticais diferentes (aquífero livre no topo seguido por aquífero confinado na base), e (b) modelo homogêneo.

Os gráficos das Figs. 7.25a e 7.25b mostram que a redução do fluxo de base do rio para o modelo verticalmente heterogêneo é aproximadamente 10% menor comparada ao modelo homogêneo. A infiltração induzida do rio para ambos os cenários, é bem semelhante, sendo seus efeitos finais para o modelo verticalmente heterogêneo 2% maior em relação ao modelo homogêneo. Nos dois casos o início da infiltração induzida ocorre 3 dias após o começo do bombeamento, com a diferença de que seus terminos são de 68 e 45 dias após o fim do bombeamento, para o modelo verticalmente heterogêneo e homogêneo respectivamente. A depleção total do rio

para o modelo homogêneo é cerca 6% maior em relação ao modelo constituído verticalmente heterogêneo.

Com o objetivo de verificar as influências das condutividades hidráulicas horizontal e vertical do aquífero no comportamento da depleção total do rio e de suas componentes (redução do fluxo de base e

CASO REAL

Este trabalho apresenta vários estudos numéricos baseados nos dados de 2003 por hidrólogos da *Superintendência de Recursos Hídricos* (2003) realizados na *Fazenda Campo Aberto* no oeste do Estado de Goiás, que faz parte da *bacia Sanfranciscana*. A análise trata de águas superficiais e subterrâneas entre as bacias do domínio do relevo aplainado com área de 80.000 km² aproximadamente de 900 a 1000 metros no Estado de Goiás, até a rede de drenagem, com rios perenes e afluentes da mesma rede, em um padrão retilíneo de cursos predominantemente paralelos de WSW para ENE (Fig. 8.1).

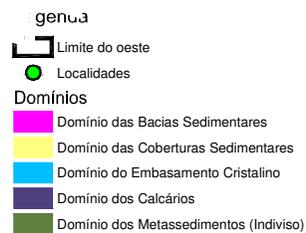
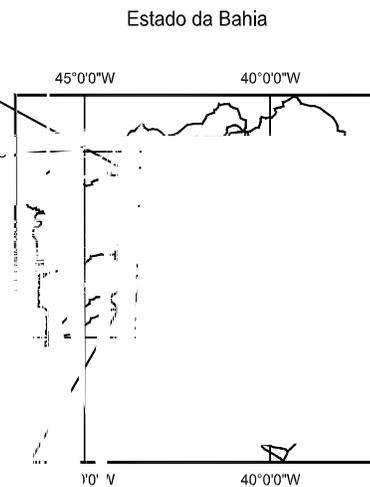


Figura 8.1

sentia i
O

A análise dos perfis dos poços (Schuster 2002a, 2002b) mostra que a porção superior de seqüência arenosa do Urucuia, denominada *Formação Serras das Araras*, é constituída por arenitos finos, fortemente cimentados e fraturados, com espessura variando entre 80 e 150 m, aproximadamente. Após esses arenitos superiores, encontra-se a *Formação Posse* constituída por arenitos finos, homogêneos, avermelhados e notadamente friáveis, com espessura de 250 a 400 m. Com base nessa caracterização litológica, pode-se supor, que na parte superior (*Formação Serras das Araras*) predomina a porosidade por fratura e, na parte inferior (*Formação Posse*) predominam os arenitos finos e friáveis com porosidade primária, tipicamente intergranular.

9. OBJETIVOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DO CASO REAL

A vegetação primária no Chapadão do Urucuia é a de campos cerrados, mas a área da bacia hidrográfica do rio Janeiro, todavia, está quase completamente substituída por plantações extensivas de soja, café e algodão de agricultura mecanizada com irrigação continuada por pivôs que irrigam cerca de 125 hectares e são abastecidos através de poços tubulares profundos instalados na camada espessa inferior da *Formação Posse*. Este desenvolvimento agropecuário nos últimos 18 anos parece ser responsável por alterações visíveis do meio ambiente, provocando a redução dos trechos do curso perene dos rios e uma redução sensível em suas vazões. Constata-se também pela observação recente, um rebaixamento em torno de 2 metros nos últimos cinco anos de observação nas bacias hidrográficas do Chapadão do Urucuia.

O principal objetivo desse estudo foi a modelagem numérica do fluxo subterrâneo na Fazenda Campo Aberto situada na bacia do Rio Janeiro ao oeste da Bahia com a finalidade de definir o distanciamento mínimo que deve ser mantido entre os poços e mananciais superficiais de modo a não por em risco o balanço da demanda versus disponibilidade.

Na área da Fazenda Campo Aberto (Fig. 9.1) foram simulados no ano de 2003 os seguintes itens (Schuster, 2003):

- Os raios de influência e sua evolução espacial e temporal;
- Os efeitos do bombeamento de longa duração em todo o aquífero e a interação deste com os rios existentes;
- Estimativa da taxa de exploração através dos poços produtores sem comprometer o sistema aquífero-rio baseado no estabelecimento do balanço hídrico da área de estudo;
- Delimitar as zonas de captura dos poços produtores individuais;

- Recomendações a respeito das futuras instalações hidráulicas no aquífero Urucuia no oeste baiano.

9.1 Objetivo Específico da Dissertação

À SRH carece ainda de respostas sobre questões fundamentais, tais como:

- Quais são os efeitos de super-bombeamento de águas subterrâneas sobre a vazão dos rios no aquífero Urucuia da região oeste da Bahia?
- Quais são as vazões máximas aceitáveis de bombeamento no aquífero Urucuia sobre o aspecto de critérios ambiental e ecológico?
- Qual é a duração de bombeamento contínuo até aparecer efeitos nas vazões dos rios?

Uma avaliação de um possível impacto dos poços em bombeamento da área da fazenda que é circundada pelos dois rios não foi feita no projeto de consultoria realizado em 2003.

Neste trabalho de dissertação de mestrado é tentado transferir as técnicas adquiridas nas simulações genéricas sobre a contribuição das diversas taxas de depleção aplicadas em diferentes modelos hidrogeológicos e apresentados nos capítulos anteriores.

O interesse principal é conhecer as taxas de infiltração dos rios circundantes do campo de 08 poços de produção com altas taxas de bombeamento (cada poço retira água em torno de 500 m³/h) que foram instalados recentemente e são outorgados pela Superintendência de Recursos Hídrico da Bahia (SRH). Existem certas preocupações a respeito de que a alta taxa da vazão e longa duração de bombeamento para fins agrícolas poderiam afetar os mananciais superficiais.

Por isso, é utilizado um modelo hidrogeológico mais realístico, considerando uma diferença na carga hidráulica entre os rios e o respectivo aquífero, isto é, são rios efluentes. Com base neste modelo são simuladas diversas situações, tais como o bombeamento dos poços individuais e em conjunto de dois, de quatro e até de todos os 08 poços para diferentes regimes de bombeamento e variação da condutividade hidráulica da camada dos rios interferidos.

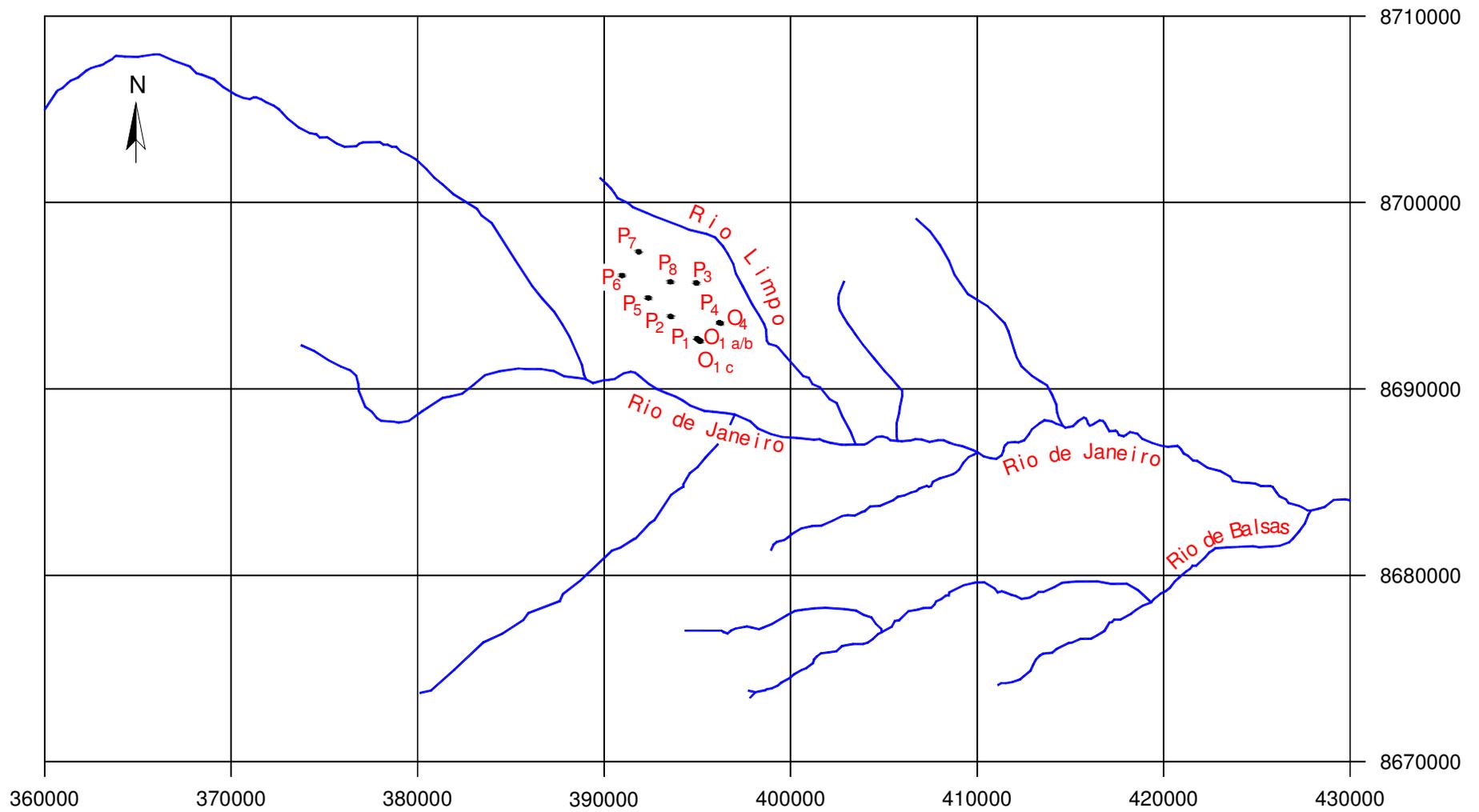


Figura 9. 1 – Área de estudo incluindo a Fazenda Campo Aberto e seus oito (08) poços produtores (Fonte: Schuster, 2003).

10. TRABALHOS DE CAMPO ANTERIORES

O presente capítulo apresenta os resultados dos trabalhos de campo realizados na Fazenda Campo Aberto no oeste do Estado da Bahia (Schuster, 2003) com o objetivo de determinar o distanciamento seguro entre os poços tubulares lá instalados para evitar interferência entre estes.

10.1 Dados Hidrodinâmicos da Área de Estudo

Na área da Fazenda Campo Aberto (Fig. 9.1) foram instalados oito (08) poços, no total, para suprir os seus pivôs centrais (Tab. 10.1 e Tab. 10.2). Cada pivô irriga uma área de cultivo de 124 hectares aproximadamente, durante três meses em regime contínuo de 20 horas de duração, mais três meses em regime descontínuo sendo desligados nos meses de chuva. A taxa de irrigação representa em média uma chuva artificial de 12 milímetros por dia. Para conseguir isso, a vazão de cada poço produtor é em média de 500 a 600 m³/hora. Nota-se que o poço P1 pode ser monitorado pelos 03 poços de observação de distâncias (Obs 1a , Obs 1b; $r = 80$ m) e (Obs 1c; $r = 200$ m) e o poço P4 por um poço de observação (Obs 4, $r = 100$ m).

Tabela 10. 1 – Poços tubulares profundos (Formação Posse) da Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).

Poços	Coordenadas (UTM)		Alt [m] (GPS)	Nível d'água relativo [m]	NE [m]	Boca do poço [m]	NE corrigido [m]	N D [m]	Q [m ³ /h]	C = Q/s [m ³ /h/m]
Poço 1	394.989	8.692.694	794	113,8	18,25	2,25	16,00	39,2	542	25,9
Obs 1a Prof.150 m	395.066	8.696.280	794		16,18	0,57	15,61			
Obs 1b Prof. 50 m	395.066	8.696.280	794		16,05	0,50	15,55			
Obs 1c Prof. 50 m	395.142	8.692.564	795		16,50	0,70	16,65			
Poço 2	393.571	8.693.886		116,2	16,72	2,25	14,47	30,7	550	39,3
Poço 3	394.953	8.695.680		118,8	14,13	2,25	11,88	32,22	550	30,4
Poço 4	396.176	8.693.558	794	116,3	16,00	2,30	13,70	39,07	480	20,8
Obs 4 Prof. 150 m	396.250	8.693.524	786		15,39	0,84	14,55			
Poço 5	392.398	8.694.898		118,8	16,55	2,25	14,30	32,46	540	33,9
Poço 6	390.962	8.696.079		122,4	16,60	2,25	14,35	32,91	555	34,0
Poço 7	390.982	8.696.090		124,8	14,38	2,25	12,13	30,78	550	33,5
Poço 8	391.886	8.697.382		121,1	15,16	2,25	12,91	30,4	550	36,1

Tabela 10. 2 – Distâncias em metros entre os poços na Fazenda Campo Aberto (Fonte: Schuster, 2003).

Poços	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈
P ₁	X	1845	2980	1468	3394	5245	5615	3365
P ₂	X	X	2355	2620	1550	3400	3880	1868
P ₃	X	X	X	2370	2827	4145	3653	1530
P ₄	X	X	X	X	4010	5775	5750	3400
P ₅	X	X	X	X	X	1850	2536	1470
P ₆	X	X	X	X	X	X	1587	2618
P ₇	X	X	X	X	X	X	X	2350
P ₈	X	X	X	X	X	X	X	X

Os parâmetros hidrodinâmicos na área da Faz. Campo Aberto apresentados na Tab. 10.3 foram obtidos através de 02 testes de bombeamento realizados no ano de 2003 no poço P1 e os respectivos rebaixamentos foram medidos nos poços de observação (Obs 1a, e Obs 1c). A análise destes testes de bombeamento foi feita através do programa *PEST* (*Parameter Estimation*) que faz parte do programa *PMWIN* com base em um modelo de 02 camadas (Schuster, 2003), sendo seus resultados apresentados na Fig. 10.1 e na Tab. 10.3.

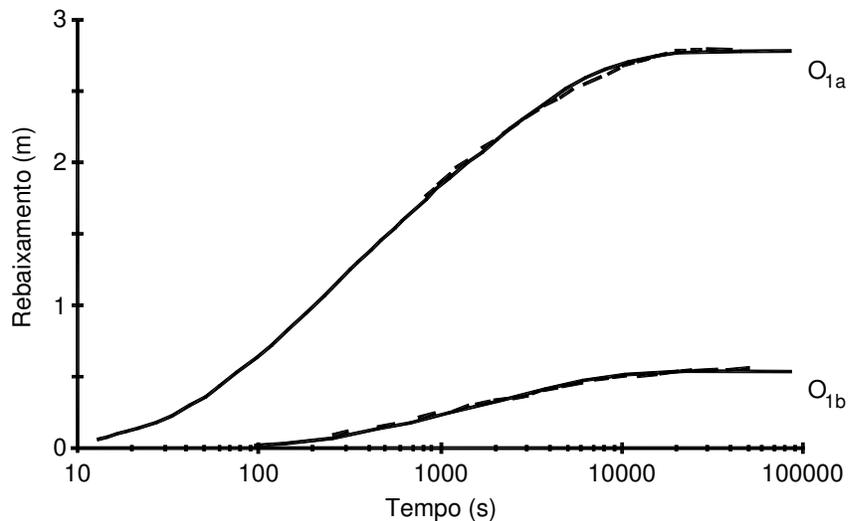


Figura 10. 1 – Curvas de rebaixamento (s [m] vs. t [s]) observadas (linha pontilhada) nos dois poços de observação (O1a e O1c) do poço P1 medidas em setembro de 2003 e as respectivas curvas de calibração dos parâmetros hidrodinâmicos (linhas contínuas) obtidas através da otimização automática *PEST* do programa *PMWIN-MODFLOW* (Fonte: Schuster, 2003). A taxa de bombeamento foi $Q = 542\text{m}^3/\text{h}$ e a duração do teste de bombeamento foi cerca de $t = 64.800$ segundos ou 18 horas.

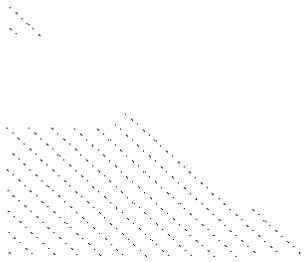
Tabela 10.3 – Parâmetros hidrodinâmicos ajustados ao redor do poço P1 através do modelo de duas camadas com o pacote de estimação de parâmetros *PEST* (Fator de convergência: $\phi = 2,04 \times 10^{-2}$) (Fonte: Schuster, 2003).

Parâmetro	Segundos	Horas	Dias
Parâmetros hidrodinâmicos da Formação Serras das Araras			
T(2)	$9,886 \times 10^{-2}$ [m ² /s]	355,9 [m ² /h]	8546,5 [m ² /d]
S(2)		$7,592 \times 10^{-7}$	
L(2-3)	$1,160 \times 10^{-7}$ [1/s]	$4,176 \times 10^{-4}$ [1/h]	$1,002 \times 10^{-2}$ [1/d]
Parâmetros hidrodinâmicos da Formação Posse			
T(3)	$1,652 \times 10^{-2}$ [m ² /s]	59,5 [m ² /h]	1427,3 [m ² /d]
S(3)		$2,872 \times 10^{-4}$	
Q _{Poço - P1}	0,16 [m ³ /s]	576 [m ³ /h]	13456 [m ³ /d]

11. MODELAGEM DAS TAXAS DE DEPLEÇÃO DOS RIOS

A Fig. 11.1 mostra uma representação esquemática do sistema hidrogeológico rio-aquífero-poço da área de estudo na Fazenda Campo Aberto com suas três unidades hidrogeológicas com as suas respectivas espessuras encontradas e registradas nos perfis litológicos na perfuração dos oito poços de produção. A área de estudo é praticamente plana a olho nu, mas a partir de um levantamento topográfico realizado no passado e nos níveis estáticos medidos nos oito poços (vide Tab. 10.1) um gradiente natural, i , tem que ser assumido no modelo de simulação. Por isso, foram simuladas várias situações diferentes sendo seus resultados apresentados no próximo capítulo, tais como:

- 1.- Modelo com rio em equilíbrio com aquífero ($\Delta h = 0$ m) e gradiente hidráulico nulo
- 2.- Modelo com rio efluente ($\Delta h = 0,3$ m) e gradiente hidráulico nulo
- 3.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 1e-4$
- 4.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 2,5e-4$
- 5.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 5e-4$
- 6.- Modelo com rio efluente e gradiente hidráulico $i = 1e-3$



demais modelos 3, 4, 5 e 6 foi considerado um gradiente hidráulico natural de $i = 1e-4$, $2,5e-4$, $5e-4$ e $1e-3$ na direção de noroeste a sudeste. As larguras dos rios são variáveis e dependem do local dos seus percursos e suas classificações. A espessura da camada do leito de rio é sempre $M = 1$ metro. O valor escolhido para a condutividade hidráulica do leito de rio é $K' = 1$ m/d relativamente alto e o mesmo para os dois rios. Os outros parâmetros hidrodinâmicos utilizados nas simulações são dados na Tab. 10.3.

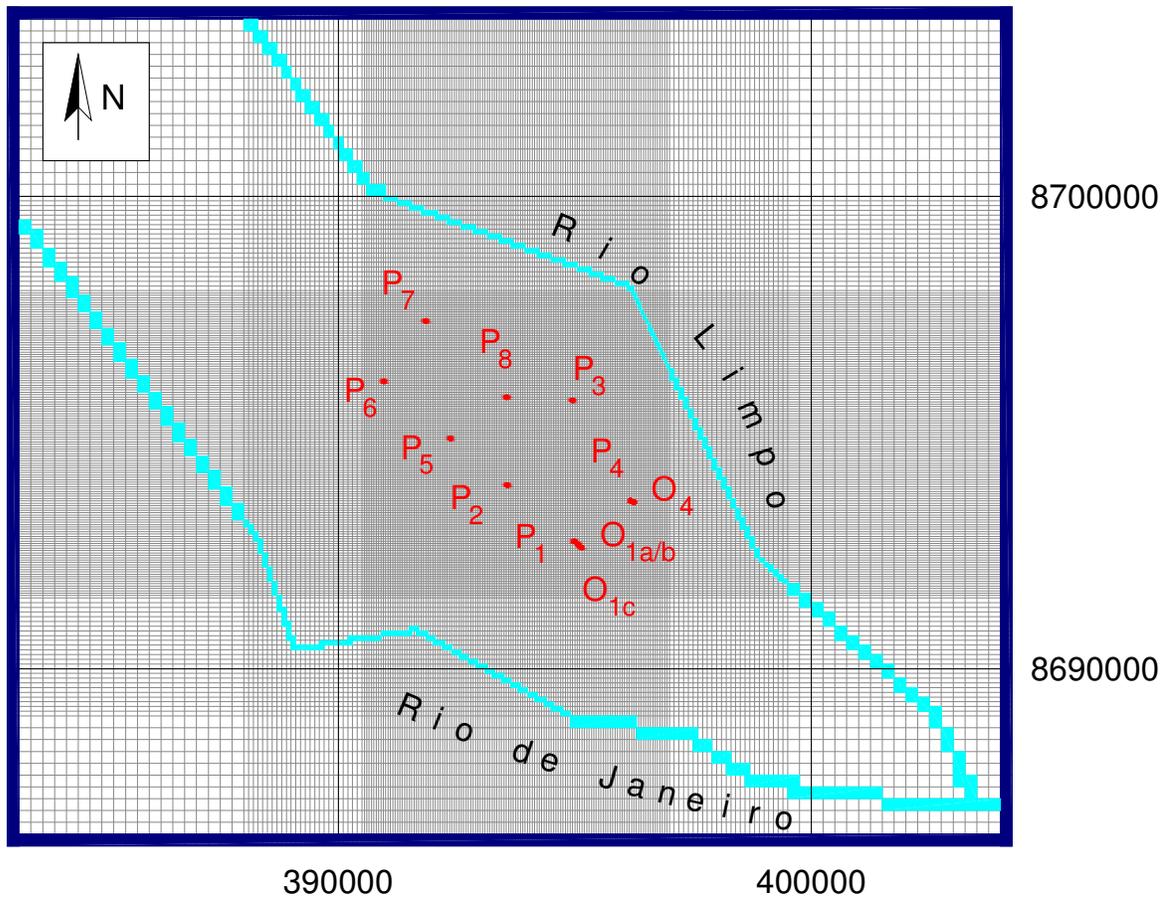


Figura 11. 2 – Área selecionada da simulação com *PMWIN* e a sua discretização incluindo os dois rios de interesse e os locais dos oito poços instalados na fazenda de Campo Aberto.

Antes da execução da própria simulação é feito o procedimento de 730 dias sem bombeamento, como é descrito no capítulo 7, para obter as adequadas e suavizadas cargas hidráulicas na interface aquífero-rio como valores iniciais.

São executados seis cenários de simulação (6 modelos como indicado anteriormente). Sabe-se que o período de irrigação nesta região é entre os meses de maio e outubro, então seis

meses (180 dias) de bombeamento diário para o fornecimento dos respectivos pivôs de irrigação. Na época de chuva não há bombeamento (185 dias sem bombeamento).

São determinadas com o pacote *WATER BUDGET* as taxas absolutas e relativas de depleção de tipo: (1) infiltração dos rios; (2) redução do fluxo de base; (3) depleção total; (4) influxo lateral e (5) armazenamento em função dos dias de bombeamento e não-bombeamento.

11.2 Resultados

Os gráficos das Figs. 11.3 representam as curvas de depleções para os seis modelos simulados determinadas pela aplicação do pacote *WATER BUDGET* e as Tabs. 11.1 (a,b,c,d,e,f) apresentam os volumes de água calculados pela integração numérica das respectivas curvas de depleção para um período de um ano (180 dias de bombeamento seguidos por 185 dias de não-bombeamento).

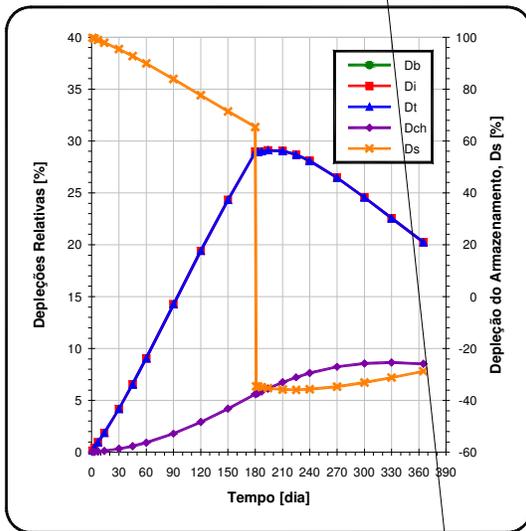
As Figs. 11.4a e 11.4b mostram respectivamente as curvas de redução do fluxo de base e infiltração induzida do rio em função do gradiente hidráulico.

As Figs. 11.5 – 11.14 visualizam as redes de fluxo horizontal da camada 3 e a secção vertical em direção x e direção y da área de estudo para os seis modelos simulados confeccionados por meio do programa de transporte advectivo *PMPATH* que é um aplicativo associado ao *PMWIN*. Para o último dia de bombeamento (dia 180) foi apresentado o balanço hídrico do respectivo modelo para cada camada individual considerando os influxos e defluxos e as trocas entre as camadas.

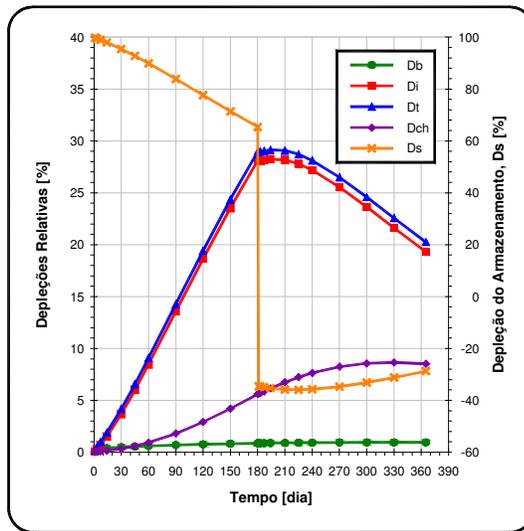
Nas Tabs. 11.2 e 11.3 são mostradas as taxas mensais de infiltração do rio para o modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) aplicando um conjunto variável de bombas ligadas durante um ano de bombeamento contínuo. Nas colunas finais da Tab. 11.2 encontram-se os respectivos volumes de água retirados por ano. A Tab. 11.3 é graficamente apresentada na Fig. 11.15.

No anexo são listadas as diversas tabelas (Tabs. A5 – A10) das taxas de todas as depleções envolvidas nos seis modelos simulados. Os valores foram determinados pelo aplicativo *WATERBUDGET* do próprio *PMWIN*.

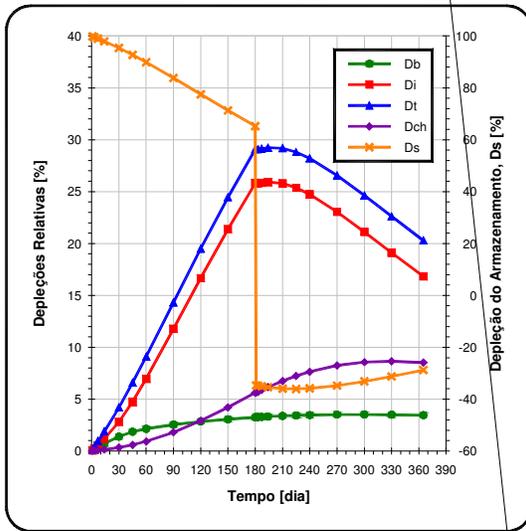
As figuras em seguida no anexo (Figs. A1 – A4) mostram os mapas de rebaixamento da camada bombeada (camada 3) do modelo 2 para o último dia de bombeamento (dia 180) para os diversos conjuntos de poços ligados.



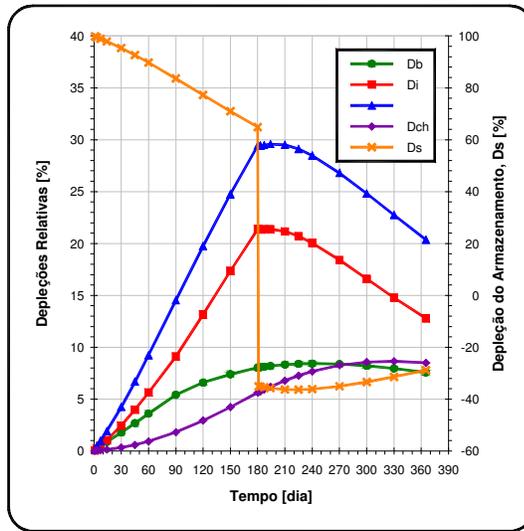
a) Modelo 1: $i = 0$ e $\Delta h = 0$ m



b) Modelo 2 $i = 0$ e $\Delta h = 0,3$ m



c) Modelo 3: $i = 1e-4$



d) Modelo 4: $i = 2,5e-4$

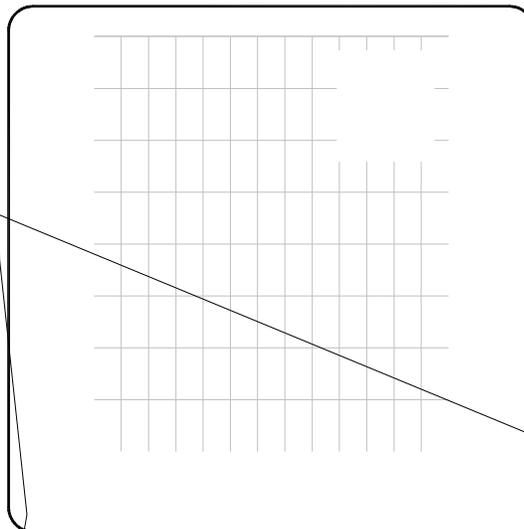
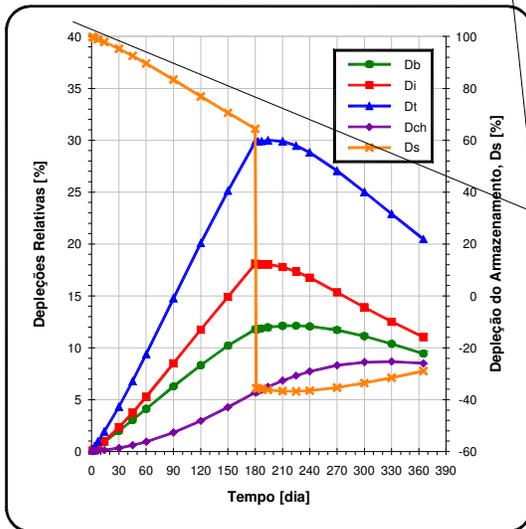


Tabela 11. 1 – Volumes totais e percentuais das taxas de depleções com duração de 365 dias (180 dias de bombeamento e 185 de não-bombeamento) para os 6 modelos simulados e apresentados na mesma ordem das Figs. 11.3.

a) Modelo 1 – Fig. 11.3 a

Volumes	on	off	total	Volumes	on	off	total
Vb [m ³]	0	0	0	Vb [%]	0,0	0,0	0,0
Vch [m ³]	186599	696364	882963	Vch [%]	2,2	8,1	10,2
Vi [m ³]	1233120	2289471	3522592	Vi [%]	14,3	26,5	40,8
Vt [m ³]	1233123	2289474	3522597	Vt [%]	14,3	26,5	40,8

b) Modelo 2 – Fig. 11.3 b

Volumes	on	off	total	Volumes	on	off	total
Vb [m ³]	56510	82680	139190	Vb [%]	0,7	1,0	1,6
Vch [m ³]	186676	696462	883138	Vch [%]	2,2	8,1	10,2
Vi [m ³]	1177883	2208405	3386288	Vi [%]	13,6	25,6	39,2
Vt [m ³]	1234393	2291085	3525478	Vt [%]	14,3	26,5	40,8

c) Modelo 3 – Fig. 11.3 c

Volumes	on	off	total	Volumes	on	off	total
Vb [m ³]	197470	307238	504708	Vb [%]	2,3	3,6	5,8
Vch [m ³]	187002	696884	883886	Vch [%]	2,2	8,1	10,2
Vi [m ³]	1042181	1990501	3032682	Vi [%]	12,1	23,0	35,1
Vt [m ³]	1239651	2297739	3537390	Vt [%]	14,3	26,6	40,9

d) Modelo 4 – Fig. 11.3 d

Volumes	on	off	total	Volumes	on	off	total
Vb [m ³]	415561	726349	1141910	Vb [%]	4,8	8,4	13,2
Vch [m ³]	187995	698225	886221	Vch [%]	2,2	8,1	10,3
Vi [m ³]	839615	1590859	2430473	Vi [%]	9,7	18,4	28,1
Vt [m ³]	1255176	2317208	3572384	Vt [%]	14,5	26,8	41,3

e) Modelo 5 – Fig. 11.3 e

Volumes	on	off	total	Volumes	on	off	total
Vb [m ³]	530127	1003503	1533630	Vb [%]	6,1	11,6	17,8
Vch [m ³]	189501	701021	890522	Vch [%]	2,2	8,1	10,3
Vi [m ³]	744902	1337524	2082427	Vi [%]	8,6	15,5	24,1
Vt [m ³]	1275029	2341027	3616057	Vt [%]	14,8	27,1	41,9

f) Modelo 6 – Fig. 11.3 f

Volumes	on	off	total	Volumes	on	off	total
Vb [m ³]	602713	1135082	1737796	Vb [%]	7,0	13,1	20,1
Vch [m ³]	193721	714654	908375	Vch [%]	2,2	8,3	10,5
Vi [m ³]	705474	1236234	1941708	Vi [%]	8,2	14,3	22,5
Vt [m ³]	1308187	2371316	3679504	Vt [%]	15,1	27,4	42,6

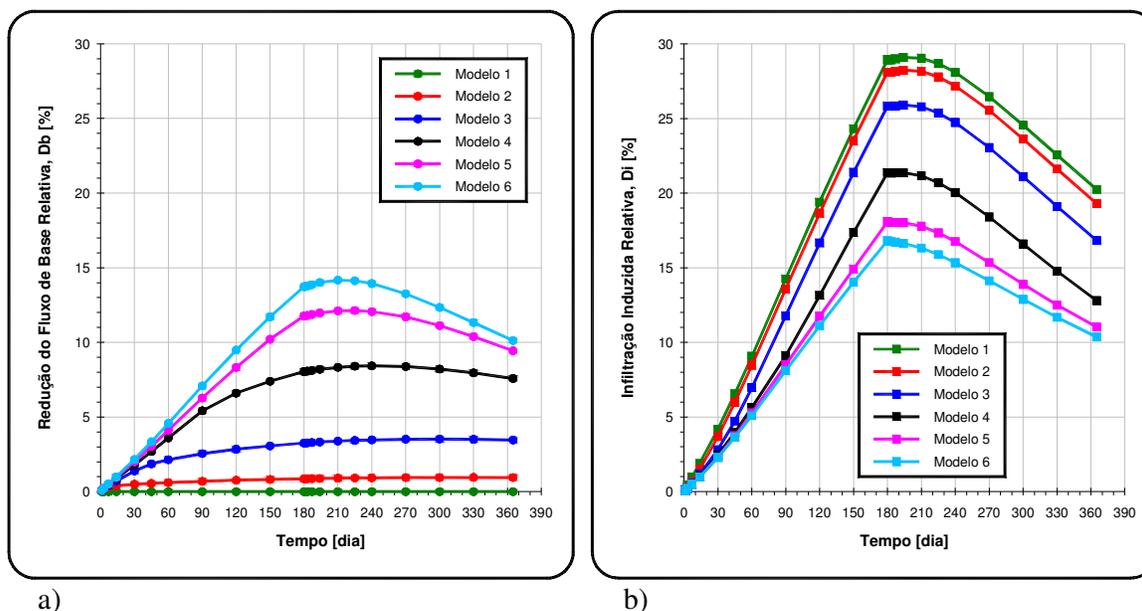


Figura 11. 4 – Curvas montadas a partir das Figs. 11.1(a,b,c,d,e,f) mostrando a) a depleção do fluxo de base e b) a infiltração induzida do rio em função do gradiente hidráulico natural.

11.3 Discussão

Um fluxo induzido da infiltração do rio para o poço de bombeamento e uma redução do fluxo de base do aquífero para o rio são as duas parcelas da depleção total causadas pelas retiradas das águas subterrâneas através de um poço instalado em um aquífero com um gradiente hidráulico natural não-nulo ($i > 0$) perto de um rio efluente, onde existe uma diferença de carga hidráulica ($\Delta h > 0$) entre o rio e o aquífero. Para um sistema rio-aquífero em equilíbrio, onde não há diferença da carga hidráulica ($\Delta h = 0$), a redução do fluxo de base é zero, e a depleção total é formada apenas pela infiltração induzida do rio.

Foram estudados no presente trabalho dez diferentes efeitos associados no processo de depleção de um rio através de simulações numéricas com o programa *MODFLOW*. (vide o fluxograma da Fig. 7.1). Para um ano seco ou após uma longa duração de bombeamento quando o nível d'água no rio é mais baixo, o rio ganha água do aquífero (caso de rio efluente) e uma redução de fluxo de base ocorre logo após o início do bombeamento. A sua taxa é geralmente maior (até 90 % da taxa de depleção total em sistema rio-aquífero onde a condutância do rio é baixa) do que a da infiltração induzida do rio e seu efeito continua a ser ativo para um longo período mesmo quando a bomba é desligada. Os efeitos residuais crescem para sistemas rio-aquífero com rios estreitos de maior espessura do leito de rio e de menor condutividade hidráulica do material do leito de rio.

Em contraste com a redução do fluxo de base, a infiltração induzida do rio frequentemente ocorre muitos dias após o início do bombeamento dependendo principalmente da distância

entre o rio e o poço e a condutância do leito do rio. Sua taxa de infiltração é muito menor e normalmente desaparece logo após o término do período de bombeamento, logo, seus efeitos residuais não são muito significativos e podem ser desprezados na taxa total de depleção após o desligamento da bomba. As simulações mostram claramente que mesmo o bombeamento intermitente não reduz o volume de água do rio descarregada para o aquífero.

O armazenamento do aquífero é reduzido simultaneamente com o início do bombeamento. No fim do bombeamento, o volume total bombeado é igual à soma do volume da depleção do armazenamento, da infiltração induzida do rio e da redução do fluxo de base. Após o término do bombeamento, se inicia o processo de recuperação do aquífero. São dois os fatores responsáveis pelo controle deste processo de recuperação. Um deles são as fontes de suprimento de água para repor as perdas do aquífero, as quais podem incluir a recarga a partir da precipitação e fluxo lateral da água subterrânea, o outro é o próprio tempo. No período de pós-bombeamento, o armazenamento depletido é gradualmente suprido principalmente através do efeito residual da redução do fluxo de base e ligeiramente a partir da infiltração induzida do rio se outras fontes não são disponíveis para recarregar o aquífero. O processo da recuperação, muitas vezes, pode ocorrer durante o período total de não-bombeamento quando a taxa de recarga é pequena, mas a recuperação pode ser significativamente curta para áreas onde existem suficientes superfícies de recarga. Os efeitos residuais desaparecem quando a depleção do armazenamento é totalmente recuperada.

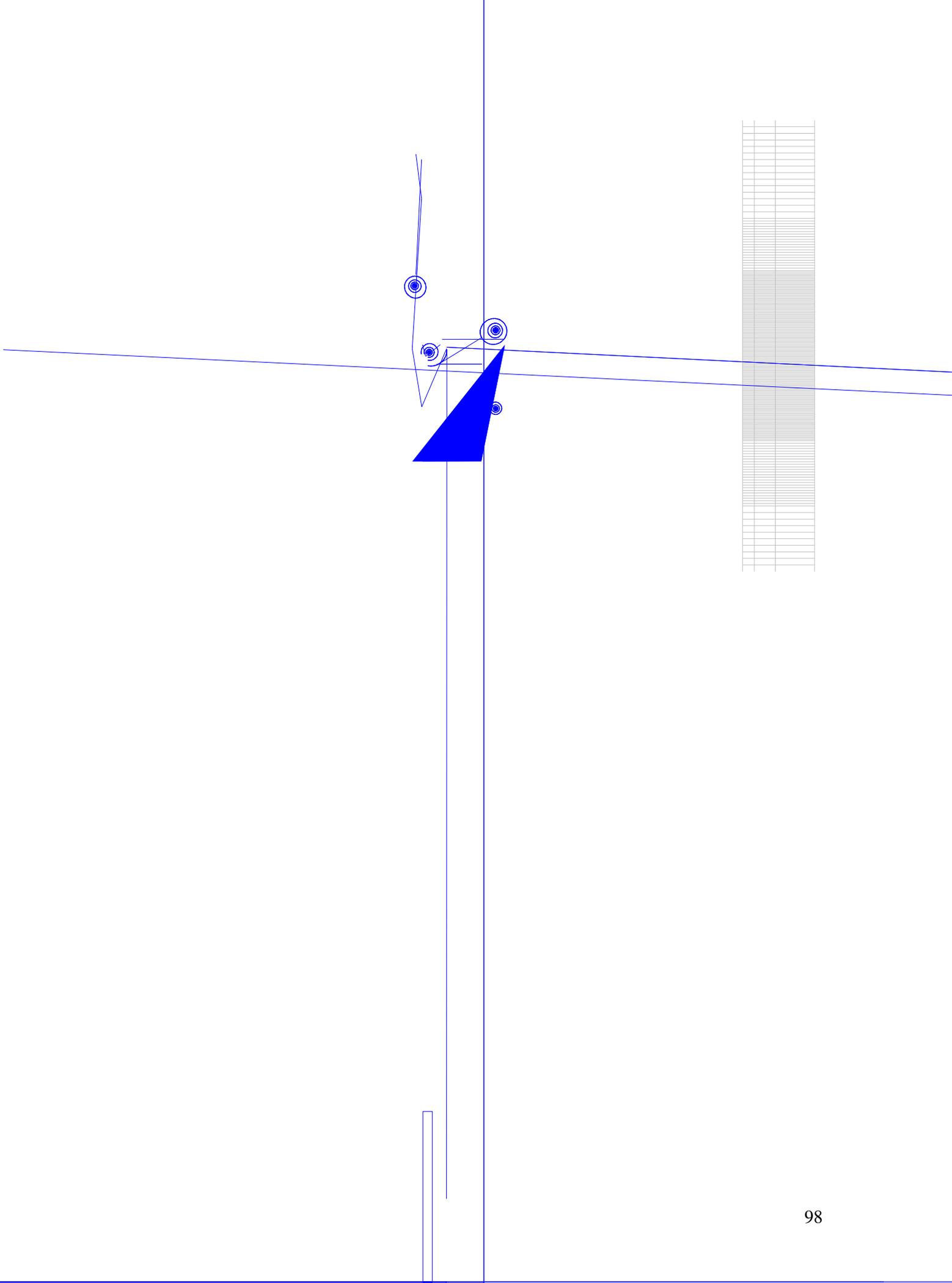
Geralmente, uma alta condutância do leito do rio, resultante a partir de uma grande largura do rio, um leito de pequena espessura e formado por material de grande permeabilidade, ou a combinação destes três, irá resultar em uma intensa conectividade hidráulica entre rio e aquífero e, conseqüentemente, uma alta taxa de depleção do rio. Porém, um aumento na condutância do leito do rio não fornece um aumento linear das taxas de depleção.

Para um sistema rio-aquífero no qual a condição de carga hidráulica inicial não é totalmente recuperada antes da segunda estação de irrigação, tem-se que o aquífero terá menos água do que em relação ao início da estação anterior, sendo assim, mais água virá a partir do rio para suprir ao bombeamento constante do poço. Se a condição se repete ano após ano, o rio se torna mais vulnerável aos efeitos da depleção e a qualidade da água torna-se pior nos próximos períodos de bombeamento causando assim um aumento de contaminação das áreas fluviais.

Um fato surpreendente observado nas curvas de depleções das Figs. 11.3 é de que a taxa de infiltração induzida do rio continua a infiltrar do rio para o aquífero depois do encerramento do bombeamento e não termina logo após as bombas serem desligadas, como é o caso nos exemplos simulados na área piloto do capítulo 7 da presente dissertação. Isto pode ser um efeito das grandes espessuras das camadas do aquífero Urucuia. Observa-se nas Figs. 11.4 que as taxas de

infiltração induzida do rio são de no máximo 29 % para o modelo 1 ($\Delta h = 0$ m e $i = 0$) para 180 dias de bombeamento com as 4 bombas ligadas (a vazão de cada bomba foi de 500 m³/h, isto é uma retirada total de 48.000 m³/dia), e que as mesmas decrescem com o aumento do gradiente hidráulico natural na área de estudo até o valor mínimo de 17 % para o modelo 6 ($i = 1e-3$). Inversamente as taxas de redução do fluxo de base crescem com o aumento do gradiente hidráulico. No modelo 1 não há taxa de redução do fluxo de base. O máximo valor de 14 % ocorre para o caso do modelo 6. A taxa de depleção total é, obviamente, sempre o mesmo valor de 29 % da vazão dos 4 poços em bombeamento em todos os 6 modelos simulados.

As zonas de captura dos 4 poços em bombeamento orientam-se cada vez mais em direção oposta do gradiente hidráulico com o aumento deste nos diversos modelos. Da mesma forma, como as zonas de captura a infiltração induzida do rio propaga-se mais em direção à montante dos dois rios afetados como se pode observar nas redes de fluxo dos modelos simulados apresentadas nas Figs. 11.5 - 11.14.



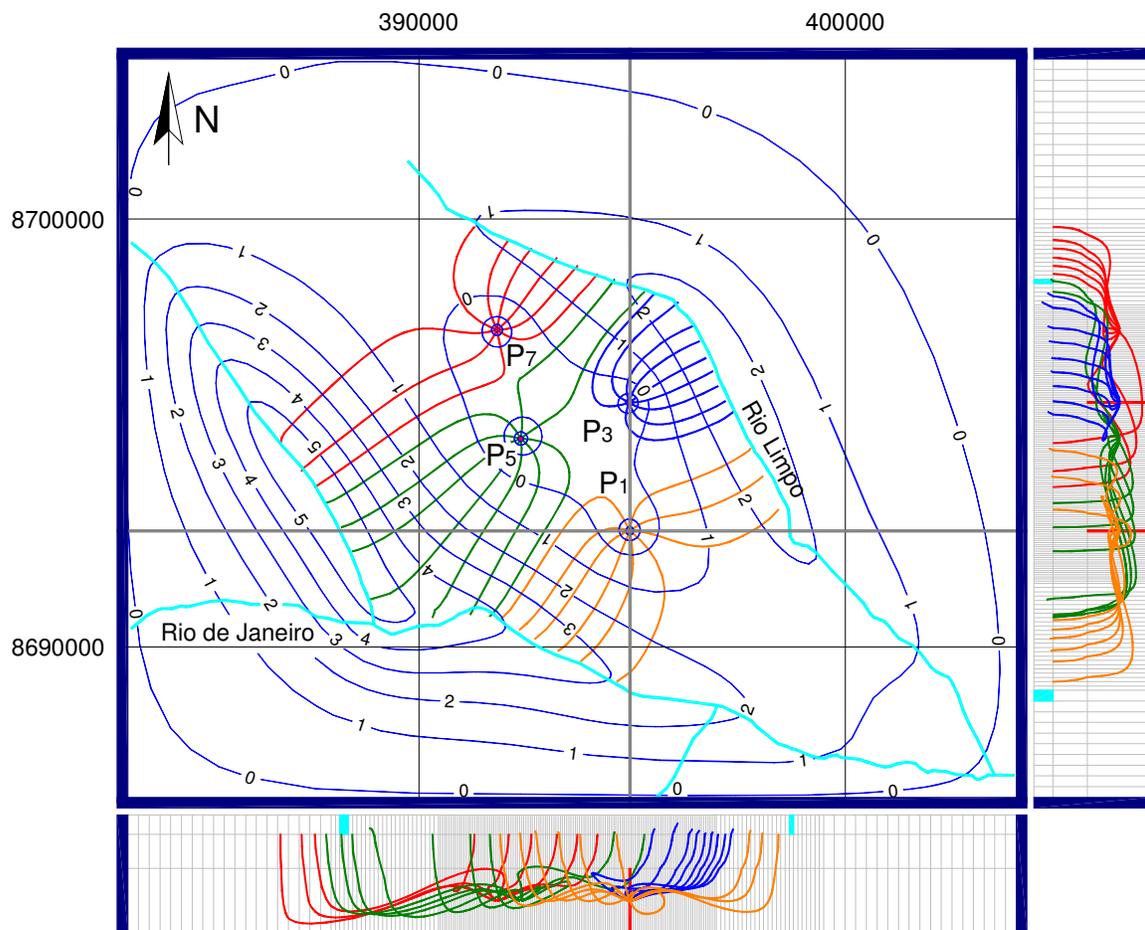


Figura 11. 7 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 0$ e $\Delta h = 0,3$ m (modelo 2) após 180 dias de bombeamento.

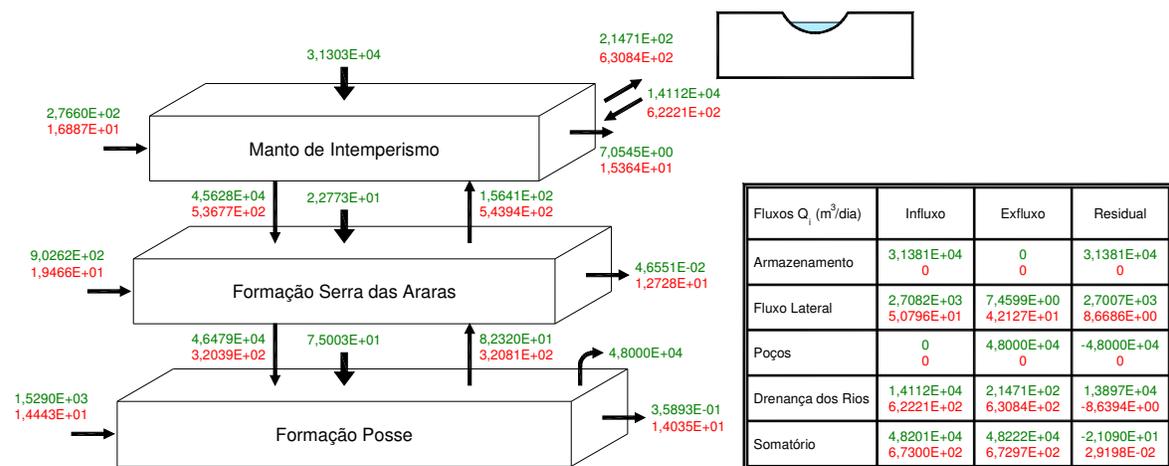
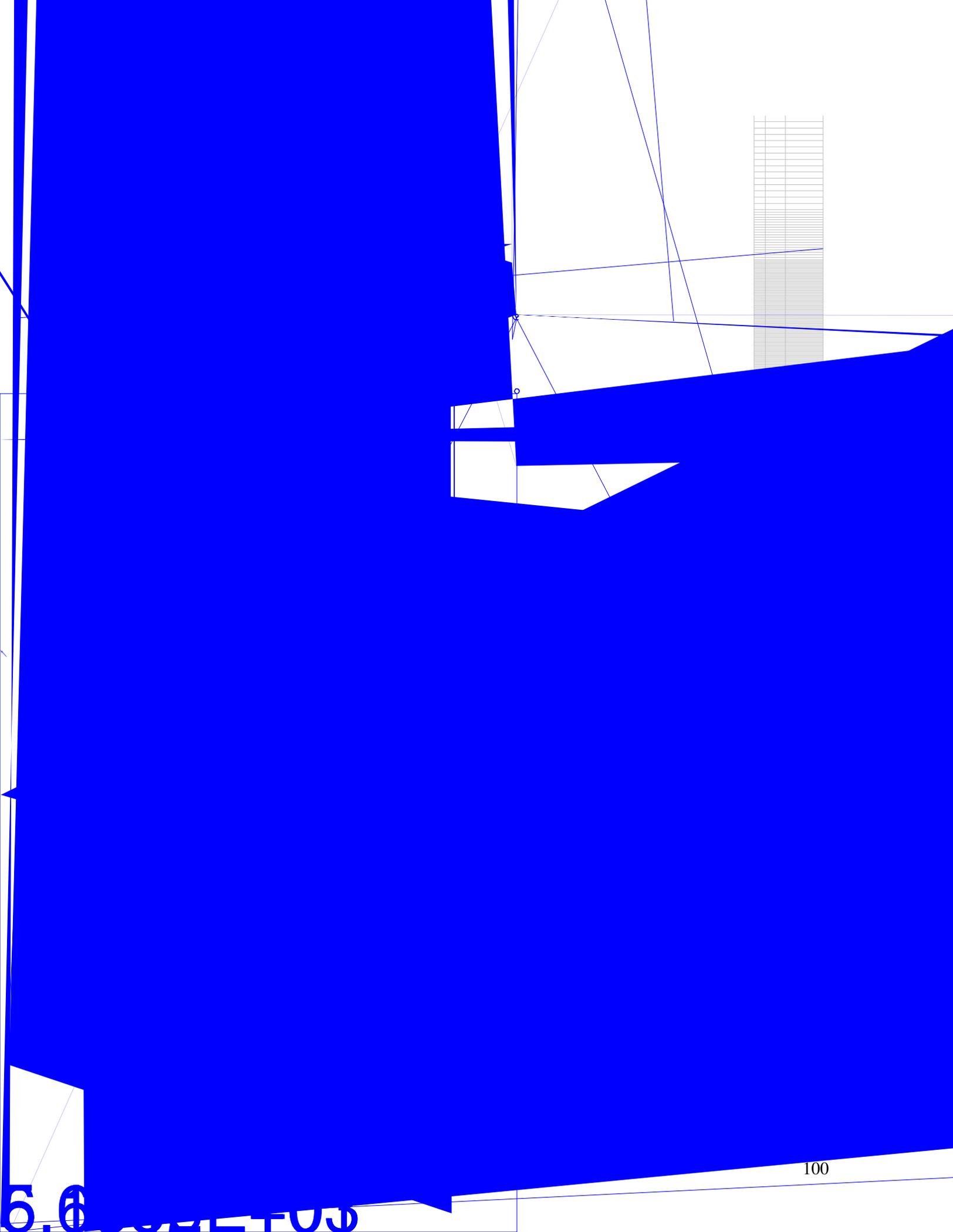
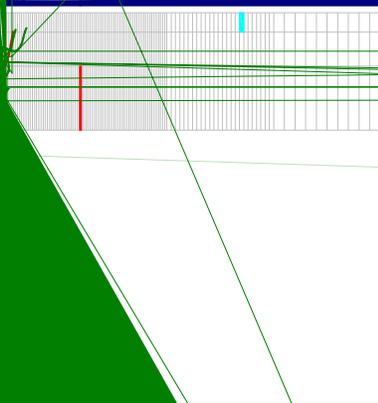
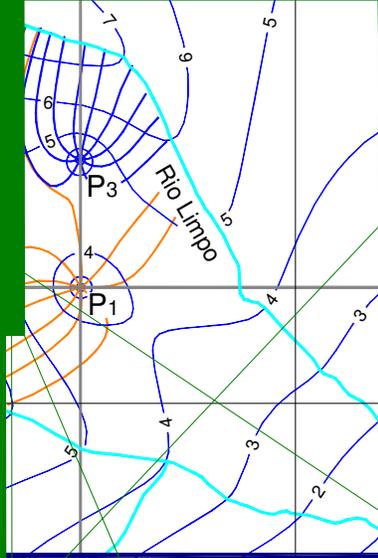
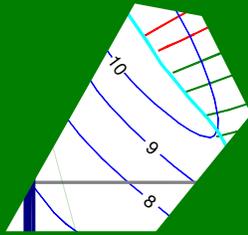


Figura 11. 8 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3/dia) do caso apresentado na Fig. 11.7 (modelo 2) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.





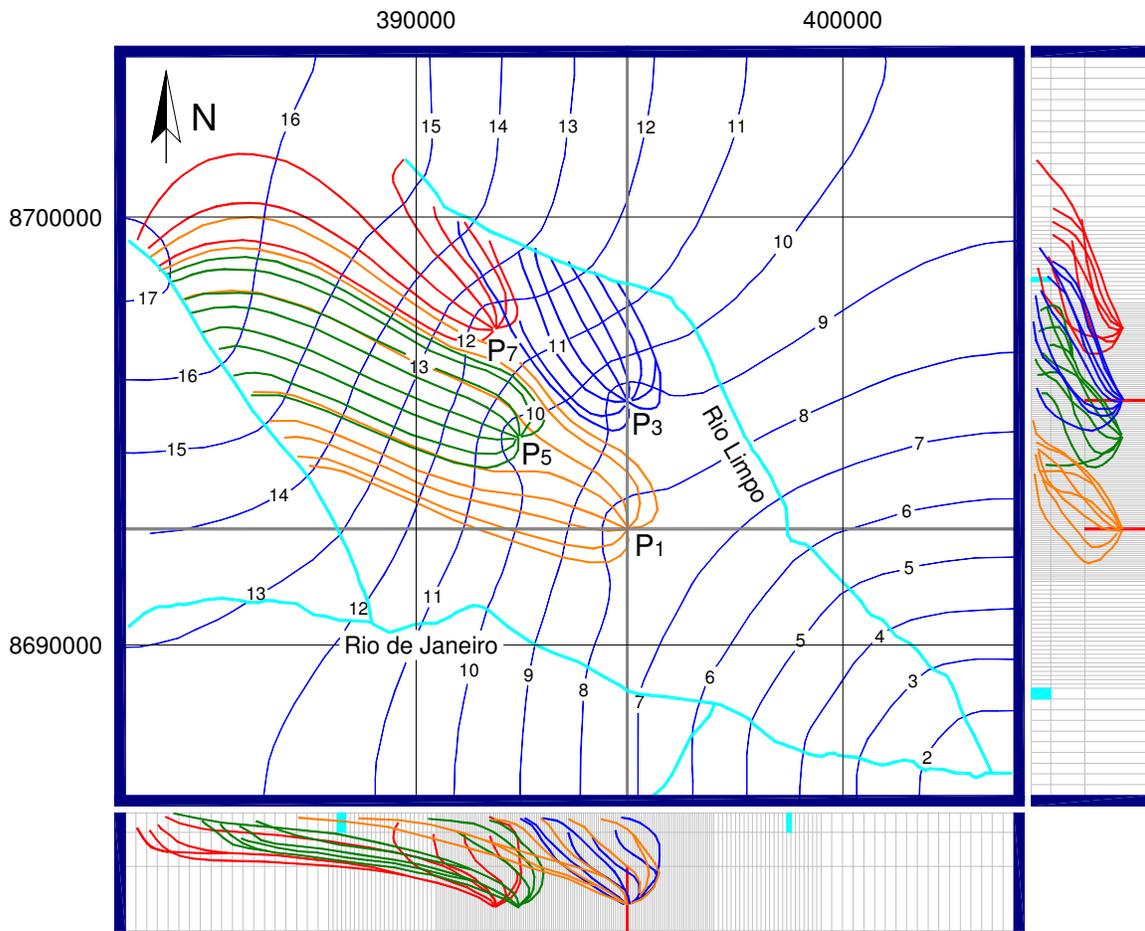


Figura 11. 13 – Rede de fluxo horizontal e vertical da área para o gradiente hidráulico natural $i = 1e-3$ (modelo 6) após 180 dias de bombeamento.

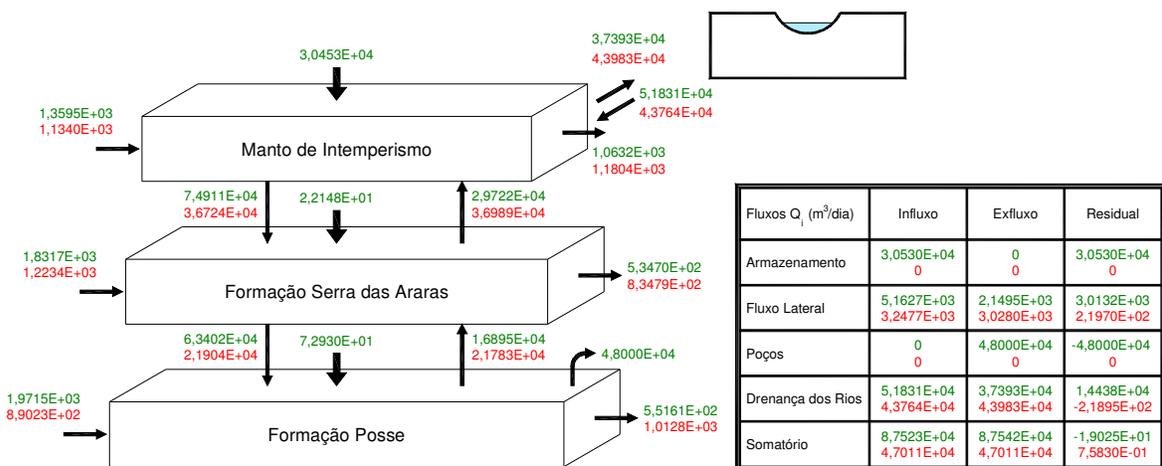


Figura 11. 14 – Balanço hídrico dos fluxos parciais (m^3/day) do caso apresentado na Fig. 11.13 (modelo 6) após 180 dias de bombeamento para cada camada hidrológica e para o sistema global. Os números de cor verde representam os fluxos em bombeamento; Os números de cor vermelha representam os fluxos sem bombeamento.

Uma simulação especial foi executada sobre a preocupação da situação fluvial na área de estudo (Faz. Campo Aberto) quando o número de poços ligados aumenta e a duração de bombeamento ultrapassa o previsto tempo de bombeamento de 6 meses de irrigação que foram utilizados em todas as simulações realizadas neste estudo.

Foi simulado com base do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) um período extramente longo de até 1 ano (365 dias) em função de vários conjuntos de poços ligados (vazão 500 m³/d por bomba). A Tab. 11.2 mostra as taxas mensais desta simulação para diversas combinações de poços ligados, a Tab. 11.3 apresenta os valores médios das taxas retiradas por 1 poço, 2 poços, 4 poços e 8 poços e a Fig. 11.15 é o respectivo gráfico da Tab. 11.3. Além disso, foram calculados os volumes absolutos de água retirada (em unidades de milhões de m³/ano) e volumes relativos em relação ao volume total de água bombeado durante o ano de simulação para um ano de bombeamento contínuo e apresentados nas colunas finais da Tab. 11.2

No anexo são apresentados os mapas de rebaixamento com as respectivas zonas de captura destas simulações (vide Figs. A1 – A4 no anexo).

A Fig. 11.15 indica claramente, que as taxas de infiltração do rio simuladas não são apenas um somatório das taxas individuais de cada poço ligado, mas desviam da linearidade com o número crescente de poços ligados e com a duração mensal de bombeamento. Este é um índice de superexploração do manancial superficial quando muitas bombas de alta vazão são ligadas simultaneamente durante um longo tempo de bombeamento.

Tabela 11. 2 – Taxa de infiltração mensal do rio (m³/d) baseada no modelo 2 de simulação (rio efluente e gradiente hidráulico nulo) durante o período de 1 ano de bombeamento contínuo em função de poços em bombeamento com taxa de 500 m³/h cada um. As últimas 3 colunas desta tabela apresentam o volume total e percentual d'água bombeado durante o ano de bombeamento.

Poço	Q _{infil.} [m ³ /d]												V _{Poço} [10 ⁶ m ³]	V _{infil.} [10 ⁶ m ³]	V _{infil.} [%]
	Tempo [mês]														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
P1	19	233	710	1302	1899	2457	2968	3427	3848	4235	4588	4910	4,32	0,84	19,5
P2	3	49	236	512	882	1316	1788	2266	2731	3167	3573	3947	4,32	0,55	12,8
P3	185	741	1335	1862	2321	2745	3158	3545	3900	4226	4529	4814	4,32	0,93	21,4
P4	296	925	1505	2114	2696	3227	3700	4126	4506	4850	5159	5434	4,32	1,07	24,8
P5	1	3	54	179	436	814	1252	1710	2159	2593	3003	3386	4,32	0,42	9,7
P6	0	1	3	136	428	790	1175	1566	1957	2347	2727	3091	4,32	0,38	8,8
P7	51	387	764	1112	1424	1711	2018	2358	2709	3049	3375	3685	4,32	0,62	14,4
P8	1	28	294	680	1088	1510	1922	2342	2755	3147	3518	3863	4,32	0,58	13,3
P1/P3	288	1382	2783	4154	5428	6588	7655	8634	9524	10329	11059	11722	8,64	2,21	25,5
P1/P4	487	1793	3235	4626	5917	7109	8203	9207	10117	10935	11668	12326	8,64	2,38	27,5
P1/P7	73	656	1623	2775	3927	5065	6151	7160	8091	8943	9729	10447	8,64	1,78	20,6
P1/P2/P3/P4	1308	4037	6929	9745	12425	14908	17187	19271	21165	22882	24436	25843	17,28	5,00	28,9
P5/P6/P7/P8	335	1623	3669	5960	8310	10634	12859	14950	16896	18700	20364	21894	17,28	3,75	21,7
P1/P2/P3/P4P 5/P6/P7/P8	2393	7221	12617	18045	23313	28283	32905	37166	41076	44650	47924	50919	34,56	9,60	27,8

Tabela 11. 3 – Valores médios da Tab. 11.2 relativos aos 8 poços individuais, aos 3 conjuntos de dois poços, aos 2 conjuntos de quatro poços e à um conjunto de oito poços em bombeamento.

Poço	$Q_{infil.} [m^3/d]$											
	Tempo [mês]											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<P1Méd.>	70	296	613	987	1397	1821	2248	2668	3071	3452	3809	4141
<P2Méd.>	283	1277	2547	3852	5091	6254	7336	8334	9244	10069	10819	11498
<P4Méd.>	822	2830	5299	7853	10367	12771	15023	17111	19031	20791	22400	23868
<P8Méd.>	2393	7221	12617	18045	23313	28283	32905	37166	41076	44650	47924	50919

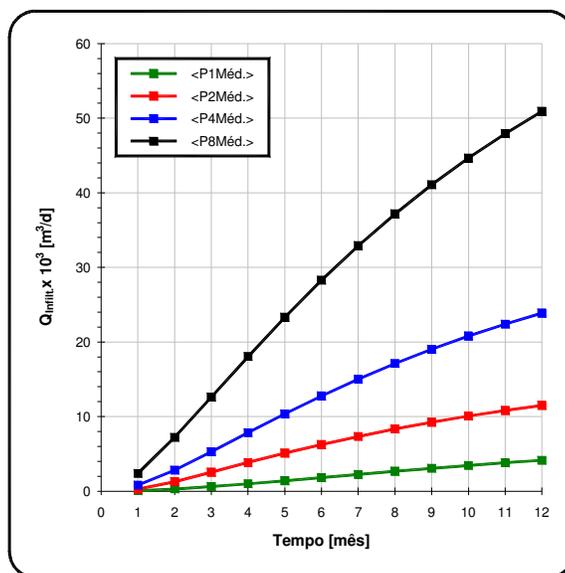


Figura 11. 15 – Curvas de taxas de infiltração do rio (vide Tab. 11.2) para bombeamento de 1 ano de duração para um conjunto de um poço, dois poços, quatro poços e oito poços na fazenda Campo Aberto baseado no modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$).

12. BOMBEAMENTO DE LONGA DURAÇÃO NO AQUIFERO DE MULTI-CAMADAS

12.1 Teoria e Observação

Como foi descrito no capítulo 4, Hantush precisou de duas suposições restritas para ganhar uma solução analítica de um aquífero semi-confinado ou drenante bombeado ao introduzir o efeito do zero-armazenamento do aquífero e o não-rebaixamento no aquífero superior não-bombeado.

Neuman e Witherspoon (1969) apresentaram alguns anos mais tarde uma solução analítica completa permitindo a liberação de água do aquífero e o rebaixamento no aquífero superior não-bombeado. A solução deles requer o cálculo de quatro parâmetros adimensionais que são definidos como:

$$\begin{aligned} \frac{r}{B_{11}} &= r \sqrt{\frac{K'}{K_1 b_1 b'}} \\ \frac{r}{B_{21}} &= r \sqrt{\frac{K'}{K_2 b_2 b'}} \\ \beta_{11} &= \frac{r}{4b_1} \sqrt{\frac{K' S'_s}{K_1 S_{s1}}} \\ \beta_{21} &= \frac{r}{4b_2} \sqrt{\frac{K' S'_s}{K_2 S_{s2}}} \end{aligned} \quad (12.1)$$

A solução de Neuman e Witherspoon (1969) resulta no rebaixamento tanto no aquífero bombeado e no aquífero não-bombeado quanto no aquífero em função da distancia. A solução pode ser descrita por uma função de poço com base nos respectivos quatro parâmetros:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B_{11}, r/B_{21}, \beta_{11}, \beta_{21}) \quad (12.2)$$

A solução analítica é apresentada na Fig. 12.1, que mostra as curvas de rebaixamento do aquífero bombeado, do aquífero não-bombeado e para três elevações no aquífero, para um conjunto definido pelos valores de r/B e β . A curva adicional de Theis serve para fins de comparação.

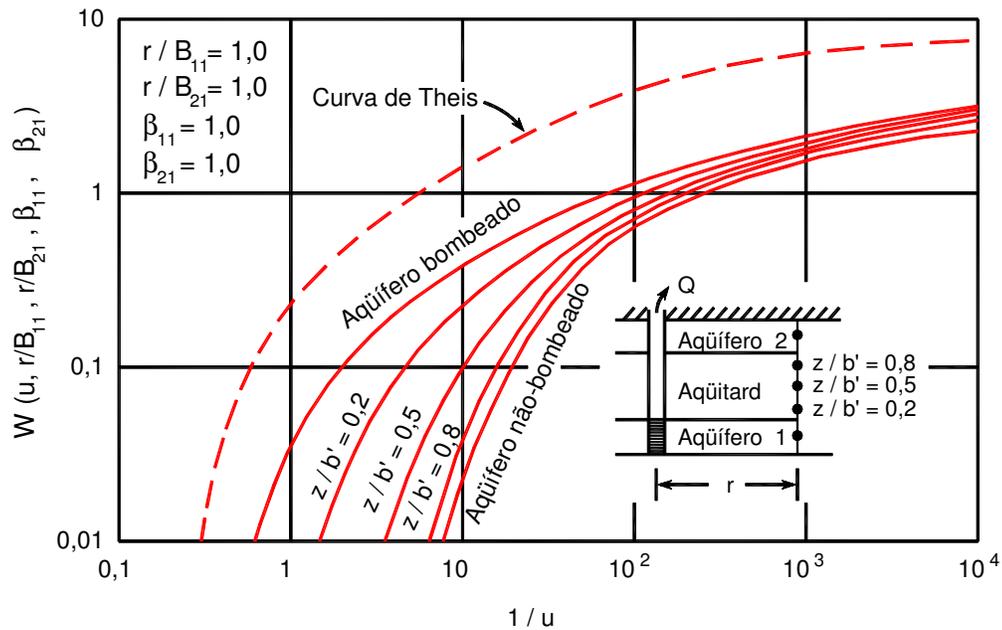


Figura 12.1 – Curvas de rebaixamento adimensionais versus tempo adimensional para dois aquíferos confinados e um aquífero para os parâmetros $\beta_{11} = \beta_{21} = r/B_{11} = r/B_{21} = 0,1$ (Fonte: Neuman e Witherspoon, 1969, apud Freeze e Cherry, 1979).

Um caso real é apresentado no teste de bombeamento realizado no Dreno Doylestone perto da cidade de Christchurch na Nova Zelândia (Hunt et al., 2001) que mostra uma pequena depressão nas curvas de rebaixamento (vide Fig. 5.9). Nesta publicação, a curva de rebaixamento medida foi interpretada através de um modelo de camada única. Dois anos mais tarde, Hunt (2003a) publicou um trabalho teórico intitulado “*Unsteady stream depletion when pumping from semi-confined aquifer.*”, onde ele podia mostrar teoricamente um comportamento de tipo Boulton mesmo para um aquífero semi-confinado. Num trabalho posterior, Hunt (2003a) aplicou seu modelo matemático no teste do Dreno Doylestone e reinterpretou a respectiva curva de rebaixamento utilizando o modelo de um aquífero semi-confinado em bombeamento.

Um estudo numérico (Hunt e Scott, 2003d) mostrou que este comportamento de tipo Boulton se encontra sempre em sistemas de n -camadas independentes do número de aquíferos e aquíferos empilhados, sendo que a camada de base seja um contorno impermeável, a camada de topo (aquífero não-confinado) contendo um nível freático e, que os coeficientes de armazenamento elástico, S , de todas as camadas não bombeadas sendo muito menores que a porosidade efetiva, S_y , da camada do aquífero não-confinado no topo (Fig.12.2). A inversa relação da soma dos quocientes entre a espessura, b' , e a condutividade hidráulica, K' , definida para cada uma das n -camadas acima do aquífero bombeado, define a característica principal da curva de rebaixamento do tipo Boulton, como se pode encontrar no teste de bombeamento de longa duração no aquífero semi-confinado.

$$(K'/b')_{efetiva} = 1 / \sum_{i=1}^n (b_i / K_i) \quad (12.3)$$

Hunt (2003a) demonstrou também que o trecho final da curva de rebaixamento pode novamente entrar em um equilíbrio, quando o cone de depressão atinge um rio (contorno permeável) que infiltra num aquífero e fornece água para a bomba. O grau de dobramento do final da curva provocado pela infiltração do rio depende, naturalmente, do valor da condutância do respectivo rio.

A Fig. 12.3 mostra que a solução de Boulton, para certa atribuição dos parâmetros hidrodinâmicos no modelo, é composta pela solução de Theis para pequeno valor de tempo, que é estimado pela expressão:

$$\Delta t_{Theis} < \frac{1}{10} \frac{S}{(K'/b')_{efetiva}} \quad (12.4)$$

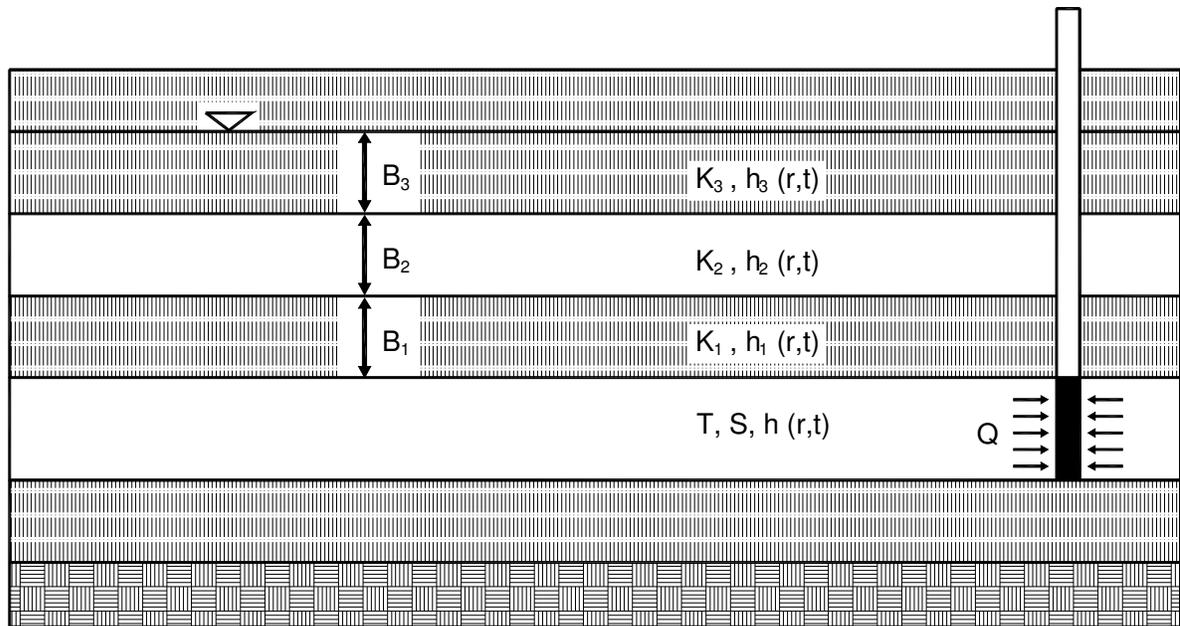


Figura 12. 2 – Geologia do aquífero de multi-camadas para visualizar a solução de Boulton (1963) (Fonte:Hunt e Scott 2003d).

Neste momento, a transmissividade, T , e o coeficiente de armazenamento, S , podem ser determinados. No tempo mais avançado, a curva torna-se horizontal, indicando a solução de Hantush, para o valor intermediário de tempo que é estimado pela expressão:

$$\Delta t_{Hantush} < \frac{1}{10} \frac{S_y}{(K'/b')_{efetiva}} \quad (12.5)$$

Este trecho quase horizontal da curva de rebaixamento permite a determinação do parâmetro, K'/b' , que controla a drenança vertical.

Finalmente, o último trecho da curva de rebaixamento a partir do tempo $t > t_{Hantush}$ permite a determinação da porosidade efetiva, S_y .

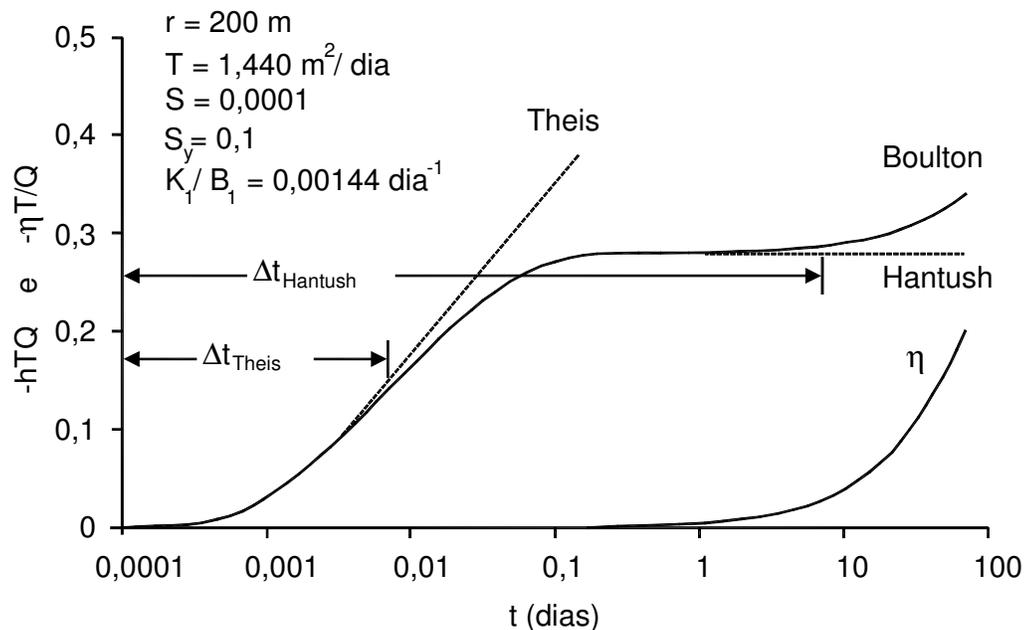


Figura 12.3 – Gráfico mostrando as soluções de Theis, Hantush e Boulton junto com os seus respectivos limites de validade indicados pelas equações (12.4) e (12.5). A curva η é o rebaixamento no aquítopo superior com o coeficiente de armazenamento S_y (Fonte: Hunt e Scott, 2003d).

A explicação deste comportamento hidráulico é evidente, pois o topo semi-permeável, o aquítopo, e a base do aquífero bombeado comportam-se como contornos impermeáveis com drenança zero bem no início do bombeamento. No decorrer do tempo uma drenança vertical através do aquítopo ocorre e permite alcançar um quase-equilíbrio no qual a vazão do poço é aproximadamente igual à recarga da drenança vertical. No tempo mais avançado, o rebaixamento do nível freático na camada do topo alcança o valor do rebaixamento do aquífero bombeado e, por causa disso, o gradiente hidráulico vertical entre aquítopo e aquífero tende a tornar-se igual à zero. Assim, a drenança vertical cessa e o aquífero bombeado comporta-se como um aquífero não-confinado com um coeficiente de armazenamento de tipo porosidade efetiva dado pelo armazenamento do aquítopo no topo.

12.2 Simulações Realizadas e Discussão

Conhecer o tempo necessário para alcançar o estado estacionário (ou quase-estacionário) durante um bombeamento de longa duração é de grande interesse para as Superintendências de Recursos Hídricos, responsáveis pelas outorgas de cada consumidor de grande quantidade de água para fins agrícolas, como é o caso da Fazenda Campo Aberto no oeste do estado da Bahia, que usa altas taxas de retirada de água (em torno de 500 m³/h) para cada um dos

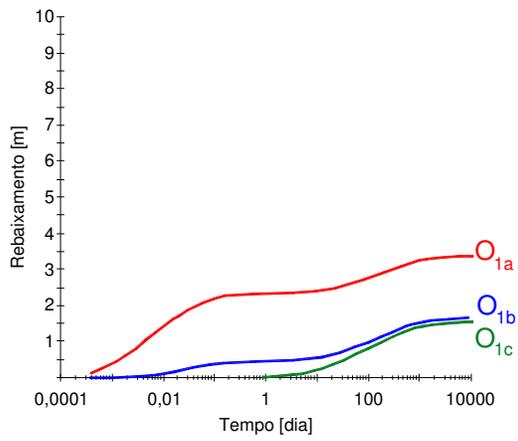
oito poços lá instalados, que são conectados aos respectivos pivôs de irrigação e que irrigam durante a época não-chuvosa nos meses compreendidos entre Abril e Outubro.

Na respectiva simulação numérica realizada com duração de 10.000 dias de bombeamento contínuo com base nos parâmetros hidrodinâmicos oriundos do teste de bombeamento realizado no poço P1 (Vide Tab. 10.3) foi descoberto que os rebaixamentos nos 03 poços de observação ao redor do poço de bombeamento P1 - (o primeiro é o piezômetro O1a ($r = 80$ m) instalado na camada bombeada da formação Posse, o segundo é o piezômetro O1c ($r = 200$ m) instalado na camada da formação Serra das Araras e o terceiro e último é um piezômetro virtual O1b ($r = 80$ m) instalado na camada superior do manto de intemperismo) - mostraram um reinício de rebaixamento após a fase de equilíbrio hidráulico (tipo Hantush) depois de cerca de 10 dias de bombeamento. Quando começou este reinício de novo rebaixamento, o poço virtual de observação, O1b, começou a se rebaixar também.

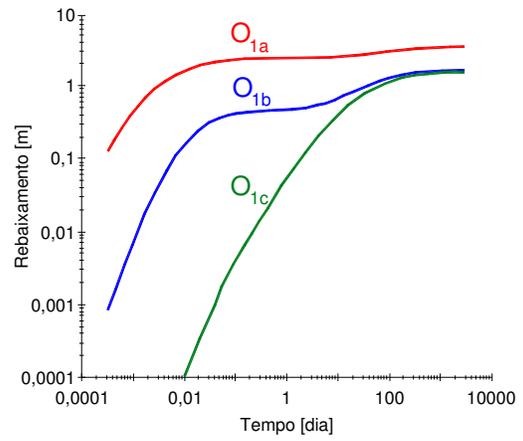
Foram executados dois casos de simulação: O primeiro caso foi uma simulação com apenas o poço P1 em bombeamento (Fig. 12.4); o segundo caso foi uma simulação com todos os oito poços em bombeamento (Fig. 12.5). Os respectivos gráficos 12.4a (12.4b) e 12.5a (12.5b) apresentam os rebaixamentos dos 03 piezômetros da interação do cone de depressão com os rios da área utilizando uma condutividade hidráulica uniforme para as camadas de rio de $K' = 0,1$ m/d. Os respectivos gráficos 12.4c (12.4d) e 12.5c (12.5d) apresentam os rebaixamentos em interação do cone de depressão sem os rios da área.

Nota-se que nos gráficos mono-logarítmicos 12.4a e 12.5a após cerca de 1.000 (mil) dias o efeito da infiltração dos rios (fronteira permeável) é claramente visível, manifestando-se em forma de dobramento horizontal do trecho final das curvas, indicando assim a entrada de um novo estado de equilíbrio. A simulação sem considerar o efeito dos rios (gráficos 12.4c e 12.5c) mostra claramente a propagação expansiva do cone de depressão após o estado de equilíbrio hidráulico pela subida do trecho final das curvas.

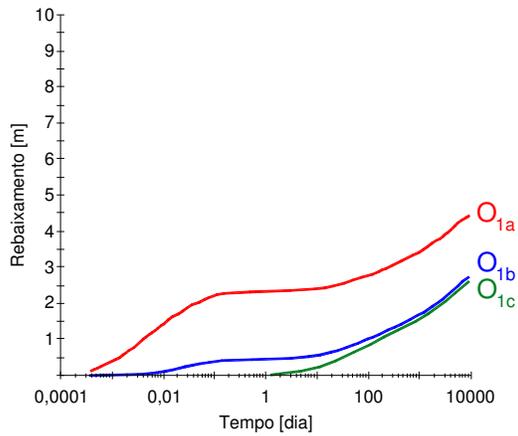
Nota-se que no caso de todos os oito poços estarem em bombeamento as mudanças nos trechos finais das curvas de rebaixamento são mais acentuadas.



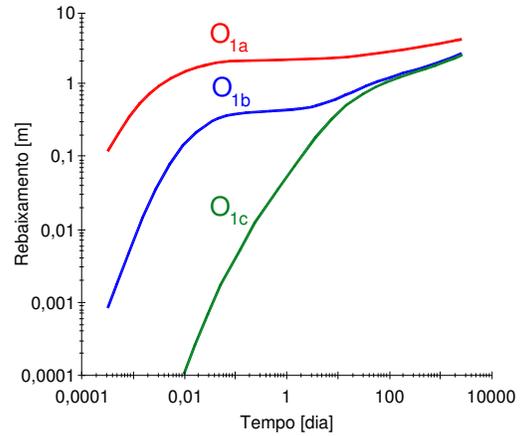
a)



b)

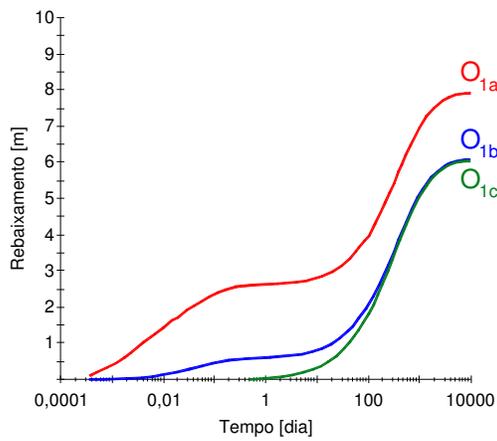


c)

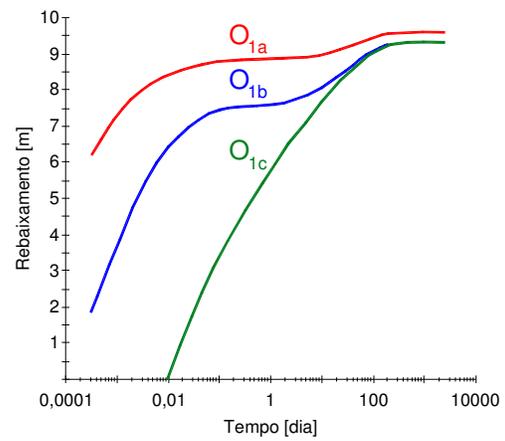


d)

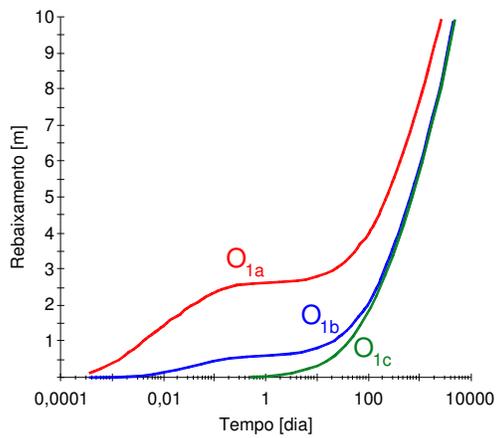
Figura 12. 4 – Comparação dos rebaixamentos simulados até 10.000 dias no poço P₁ instalado na Faz. Campo Aberto levando em consideração o efeito da infiltração de um rio (Gráficos a e b) e sem interferência do rio (Gráficos c e d).



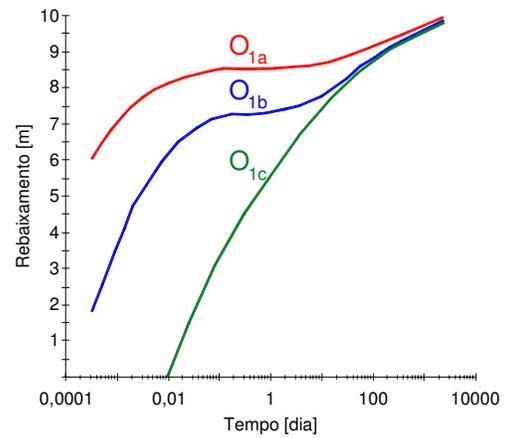
a)



b)



c)



d)

Figura 12. 5 – Comparação dos rebaixamentos simulados até 10.000 dias no poço P₁ instalado na Faz. Campo Aberto em conjunto com os demais 07 poços em bombeamento levando em consideração o efeito da infiltração de um rio (Gráficos a e b) e sem interferência do rio (Gráficos c e d).

13. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este estudo avaliou a exatidão de previsão das soluções analíticas de Glover para o sistema rio-aquífero, as quais são comumente usadas no gerenciamento dos recursos hídricos, e avaliou o impacto das idealizações assumidas nas decisões administrativas e gerenciais. Para alcançar este objetivo, o presente estudo avaliou a capacidade de previsão do modelo analítico do sistema rio-aquífero de Glover contra o modelo numérico feito com o uso do *MODFLOW*, o qual ao contrário do modelo analítico pode lidar com uma grande complexidade hidrogeológica. As várias suposições em que o modelo analítico é baseado e que podem ser avaliadas através das simulações feitas com o *MODFLOW* são: (1) heterogeneidade do aquífero; (2) variações de condutância hidráulica do sistema rio-aquífero; (3) grau de penetração parcial do rio.

Depois de ter reproduzida a solução analítica do modelo Glover do sistema rio-aquífero, em equilíbrio ($\Delta h = 0$) com exatidão satisfatória através da simulação numérica, o presente estudo foi mais adiante em sua avaliação, o qual não pode ser feito pelo modelo analítico de Glover em uma simulação mais realística de um sistema rio efluente definido por uma diferença na carga hidráulica entre o rio e aquífero ($\Delta h > 0$), a qual resulta na separação da depleção total do rio em duas diferentes contribuições, isto é, a redução do fluxo de base e a infiltração induzida do rio.

Cálculos separados dos dois processos, redução do fluxo de base e infiltração induzida, da depleção total do rio, oferecem um melhor entendimento da interação rio-aquífero e fornecem informações práticas para o gerenciamento dos recursos de água subterrânea e para os interesses da qualidade de água.

Os resultados mostram que a redução do fluxo de base apresenta um impacto de longa duração sobre o fluxo do rio e que este impacto pode continuar na próxima estação de bombeamento. A taxa de infiltração induzida, porém, pode ainda ser maior. Esta informação é importante para o processo de outorga dos recursos hídricos.

Tanto a redução do fluxo de base como a infiltração induzida do rio variam bastante em função do tempo. Estas variações são observadas em ambos os períodos de bombeamento e pós-bombeamento.

Quando os níveis do rio ou do lençol freático do aquífero variam, a depleção total permanece a mesma para um poço de bombeamento, mas a redução do fluxo de base e a infiltração induzida são diferentes. Quando o nível da água no aquífero não retorna completamente as suas condições iniciais antes do início da próxima estação de bombeamento, a depleção total do fluxo do rio aumenta continuamente nas subsequentes estações.

Este estudo mostra que a recarga superficial é uma fonte efetiva do reabastecimento da depleção do aquífero, e para a redução da depleção do rio. A recarga a partir da infiltração proveniente da precipitação varia bastante espacialmente e com a estação do ano.

A determinação precisa da taxa de recarga é necessária para que se possa dar um passo fundamental no desenvolvimento de um projeto de gerenciamento de recursos hídricos otimizado, pois a taxa de recarga pode afetar a duração dos efeitos residuais.

O presente trabalho de dissertação apresenta uma análise numérica por meio do aplicativo *MODFLOW* que permite simular fluxos subterrâneos em aquíferos multicamadas e heterogêneos com o objetivo de estudar os efeitos e as interações entre os mananciais superficiais (rios e lagos) com os mananciais subterrâneos. Foi pretendido neste trabalho determinar as taxas de depleção que podem ocorrer quando bombeamentos com altas taxas de retirada e longa duração são executados numa região que é delimitada por rios como é a situação na área da fazenda Campo Aberto no oeste do estado da Bahia situado no aquífero arenítico Urucuia. Esta fazenda pediu outorga de oito poços para fins de irrigação na SRH/BA em Salvador. Um primeiro estudo preliminar foi feito no ano de 2003 com um modelo hidrogeológico muito simplificado (Schuster, 2003). Por isso, se fez necessário um novo estudo com um modelo hidrogeológico mais avançado e mais bem estruturado.

Para realizar este estudo, foi necessário, em primeiro lugar, reavaliar os parâmetros hidrodinâmicos a partir dos testes de bombeamento executados durante o ano de 2003. A ampla análise das curvas de rebaixamento medidas (Fig. 10.1 e Tab. 10.3) nos dois testes de bombeamento executados no poço P1 que bombeou a Formação Posse e os rebaixamentos medidos nos dois piezômetros instalados, um na Formação Posse em distância de 80 m e outro na Formação Serras das Araras em distância de 200 m afastados do poço P1, fornecerem parâmetros hidrodinâmicos da Formação Posse. O resultado é que os parâmetros, T e S , assim obtidos não variam muito em comparação com os valores de transmissividade e armazenamento medidos e determinados em outros locais do aquífero Urucuia (Schuster, 2002a, Schuster, 2002b), portanto, estes dois parâmetros (T e S) parecem ser bastante confiáveis e mostram claramente a grande homogeneidade hidrogeológica deste aquífero. Existem ainda certas incertezas em relação aos parâmetros hidrodinâmicos da formação superior Serras das Araras, os quais puderam ser determinados apenas pela análise matemática utilizando um modelo de 3 camadas e um procedimento de calibração com o aplicativo *PEST*. Até hoje, nunca foi executado um teste de bombeamento exclusivo nesta formação Serras das Araras, pois é do menor interesse para o suprimento hídrico da região e serve apenas para uso domiciliar.

A análise detalhada em seguir com o modelo hidrogeológico 3-D composto de três camadas foi feita com auxílio do programa de fluxo subterrâneo *MODFLOW* atribuindo todos os

parâmetros geométricos, hidrológicos e hidrogeológicos da área de estudo. Cada simulação realizada encerrou-se com a análise do balanço hídrico que possibilitou a determinação das diversas taxas de depleções de interesse. Estas taxas de depleção assim obtidas mostraram valores de infiltração induzida do rio bastante diferentes das obtidas com base nos programas de solução analítica baseados na teoria de Glover e Balmer (1954), que são usualmente utilizados pelos órgãos de recursos hídricos no processo de outorga. Os cálculos através dos programas de solução analítica baseados na teoria de Glover e Balmer, que podem considerar apenas um rio em equilíbrio com o respectivo aquífero, ou seja, não podem tratar o efeito de um rio efluente, calcularam sempre valores de depleção de rios maiores do que aqueles obtidos por um modelo 3-D *MODFLOW*, no qual a incorporação dos rios tipo efluentes é uma tarefa fácil para ser simulada. O efeito da redução do fluxo de base, que aparece por causa de um rio efluente, não é considerado na teoria de Theis, Glover e Balmer e Hantus

Dois estudos de simulação matemática de macro-escala baseados em um modelo de tanque linear foram recentemente publicados. Um estudo foi realizado na bacia do rio São Francisco (Silva et al., 2004) e o outro estudo realizado na bacia do rio Grande no estado da Bahia (Corbo et al., 2005). Os dois estudos simulam as descargas registradas em certos postos fluviométricos e calibram o seu respectivo modelo a partir das séries temporais de vazões de rio medidas durante muitos anos na saída dos vários postos fluviométricos instalados na bacia do rio São Francisco. O seu modelo simplificado indica que a retirada de água subterrânea durante alguns meses de bombeamento causa descargas naturais do aquífero aos rios bem inferiores à situação hidrológica original, e afeta, assim, uma redução das vazões dos rios como consequência das altas taxas de bombeamento já hoje aplicadas nestas bacias. Estes dois estudos não permitem fazer uma correlação direta com este trabalho de dissertação aqui apresentado, por causa da escala da área de estudo, mas indicam e alertam sobre as consequências futuras no caso de continuação descontrolada de excessivas retiradas de água subterrâneas para fins de irrigação das grandes fazendas situadas nestas bacias.

Afinal, a melhor maneira de se informar sobre o comportamento atual e futuro de um aquífero extremamente bombeado é o monitoramento contínuo com medidores instalados nos piezômetros equipados com o registro automático dos níveis de água medidos, os quais podem garantir uma vigilância do respectivo aquífero e prevenir impactos inesperados. A SRH em Salvador-BA deve se informar sobre a possibilidade de adquirir medidores de nível que permitam a medição automática da flutuação do nível de água em áreas de interesse. Tais instrumentos são disponíveis e utilizados comumente nos E.U.A e Europa que custam em torno de R\$ 3.000 (três mil) reais e que, infelizmente até hoje, necessitam ser importados já que não existe um produtor nacional.

Concluindo pode-se dizer que os resultados deste trabalho de dissertação poderiam ajudar na tomada de decisão para liberação de outorga pelo uso da água subterrânea para fins de irrigação nas bacias da região oeste do estado da Bahia. No entanto, os resultados devem ser encarados com certa cautela, pois a análise é baseada em parâmetros hidrodinâmicos parcialmente incertos com respeito aos da Formação Serra das Araras. Uma futura análise hidrológica desta formação deveria resultar em resultados mais confiáveis na modelagem hidrogeológica.

Além disso, pode-se concluir que apenas uma outorga rigorosa e efetiva junto com uma cobertura podem garantir no futuro uma gestão racional dos recursos hídricos e evitar uma situação hidrológica e ecológica desfavorável nesta região. Mas as mesmas medidas deverão também ser aplicadas, naturalmente, para todas as outras bacias hidrológicas do Brasil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anderson, M.P.; W.W. Woessner (1992). "Applied groundwater modeling. Simulation of flow and advective transport." Academic Press, San Diego, 283 pp.
- Bear, J. (1979). "Hydraulics of Groundwater." McGraw-Hill, New York, 569 pp.
- Boulton, N.S. (1963). "Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage." *Proc. Inst. Civil Eng.* 26, paper no. 6693, 469-482.
- Butler, J.J; V.A. Zlotnik; M.-S. Tsou (2001). "Drawdowns and stream depletion produced by pumping in the vicinity of a partially penetrating stream." *Ground Water*, 39(5), 651-659.
- Chen, X.; Y. Yin (2001). "Streamflow depletion: modeling of reduced baseflow and induced stream infiltration from seasonally pumped wells." *Journal of American Water Resources Association*, 34 (3), 603-616.
- Chen, X.; L. Shu (2002). "Stream-aquifer interactions: evaluation of depletion volume and residual effects from ground water pumping." *Ground Water*, 40(3), 284-290.
- Chen, X. (2003). "Analysis of pumping-induced stream-aquifer interactions for gaining streams." *Journal of Hydrology*, 275, 1-13.
- Chen, X.; Y. Yin (2004). "Semianalytical solutions for stream depletion in partially penetrating streams." *Ground Water*, 42(1), 92-96.
- Chiang, W-H.; W. Kinzelbach (2001). "3D-Groundwater Modeling with PMWIN – a simulation system for modeling groundwater flow and pollution." Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York, 346 pp.
- Christensen, S. (2000). "On the estimation of stream flow depletion parameters by drawdown analysis". *Ground Water*, 38 (5), 726-734.
- Conrad, L. P.; M.S. Beljin (1996). "Evaluation of an induced infiltration model as applied to glacial aquifer system." *Water Resources Research*, 32(6), 1209-1220.
- Cooper, H. A.; G. E. Jacob (1946). "A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well filed history." *Trans American Geophysical Union*, 27, 526-534.
- Corbo, M. D.; W. Collischon; R. E. Kirchheim; B. C. Silva (2005) "Análise do efeito da extração de água subterrânea sobre a disponibilidade de água superficial na bacia do rio Grande (BA)." Anais de Simpósio de ABRH, João Pessoa – PB.
- Darama, Y (2001). "An analytical solution for stream depletion by cyclic pumping of wells near streams with semipervious beds." *Ground Water*, 39(1), 79-86.
- Feitosa, F.A.C. (1997). "Hidráulica de Poços". Capítulo 11 no livro-texto: "Hidrogeologia - Conceitos e Aplicações. Coordenação.", Feitosa, F.A.C. & Manuel Filho, J., CPRM-Labhid/UFPE, Fortaleza, 389pp.

- Freeze, A.; J. A. Cherry. "Groundwater." Prentice Hall, Inc., Eaglewood Cliffs, New Jersey, 1979, 604 pp.
- Glover, R.E; C.G. Balmer. (1954). "River depletion from pumping a well near a river." *Trans. American Geophysical Union*, 35(3), 468-470.
- Glover, R. E. (1974). "Transient ground water hydraulics." Department of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, CO, 413 pp.
- Hantush, M.S.; C.E. Jacob. (1955). "Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer." *Trans. American Geophysical Union*, 36(1), 95-100.
- Hantush, M.S. (1956). "Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers." *Trans. American Geophysical Union*, 37(6) 702-714.
- Hantush, M.S. (1960). "Modification of the theory of leaky aquifers." *Journal of Geophysical Research*, 65(11), 3713-3725.
- Hantush, M.S. (1965). "Wells near streams with semipervious beds." *Journal of Geophysical Research*, 70(12), 2829-2838.
- Heath. C. R. (1983). "Basic Ground-Water Hydrology ." U.S. *Geological Survey Water Supply Paper 2230*, U.S. Geological Survey, Denver CO, 94 pp.
- Hunt, B. (1999). "Unsteady stream depletion from ground water pumping." *Ground Water*, 37(1), 98-102.
- Hunt, B., J. Weir; B. Clausen (2001). "A stream depletion field experiment." *Ground Water*, 39(2), 283-289.
- Hunt, B. 2003a."Unsteady stream depletion when pumping from semi-confined aquifer." *Journal of Hydrologic Engineering*, 8(1), 12-19.
- Hunt, B (2003b)"Field-data analysis for stream depletion." *Journal of Hydrologic Engineering*, 8(4), 222-225.
- Hunt, B., D. Scott. (2003d). "An extension of the Hantush and Boulton solutions." *Journal of Hydrologic Engineering*, 8(1), 52-64
- Jenkins, C.T. (1968). "Techniques for computing rate and volume of stream depletion by wells." *Ground Water*, 37(1), 98-102.
- Kollet, S.J.; V.A. Zlotnik (2003). "Stream depletion predictions using pumping test data from a heterogenous stream-aquifer system (a case study from the Great Plains, USA)." *Journal of Hydrology*, 281, 96-114.
- Kresic, N, (1997). "Quantitative solutions in hydrogeology and groundwater modeling." CRC – Lewis Publishers, Boca Raton – New York, 461 pp.
- McDonald, M.G.; A.W. Harbaugh. (1988). "A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model." *USGS Techniques of Water-Resources Investigations*, Book 6, Chapter A1, 576 pp.

- Neuman, S. P., P. A. Witherspoon (1969). "Theory of flow in a confined two aquifer system" *Water Resources Research* 5 (4), 803-816
- Neuman, S.P. (1972). "Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table." *Water Resources Research*, 8(4), 1031-1045.
- Neuman, S.P. (1975). "Analysis of pumping test data from anisotropic unconfined aquifers." *Water Resources Research*, 11(2), 329-342;
- Nyholm, T.; S. Christensen; K.R.Rasmussen (2002). "Flow depletion in a small stream caused by ground water abstraction from wells." *Ground Water*, 40 (4), 425-437.
- Schuster, H. D. M. (2002a). "Modelagem de fluxo subterrâneo com vistas à definição de parâmetros para outorga de mananciais subterrâneos na bacia hidrográfica do rio do Cachorro oeste do Estado da Bahia". *Relatório Final Contrato* n° 0022/2001- SRH/PGRH/BIRD, Salvador-BA, 125 p.
- Schuster, H. D. M. (2002b). "Modelagem matemática do uso conjunto das águas superficiais e subterrâneas da Sub-Bacia do Rio das Fêmeas – Bahia (Projeto de Gerenciamento Integrado das Atividades Desenvolvidas em Terra na Bacia do São Francisco." *Relatório Final*, ANA / GEF / PNUMA/OEA), Salvador-BA, 53 p.
- Schuster, H. D. M. (2003). "Modelagem de fluxo subterrâneo com vistas à definição do distanciamento entre poços e mananciais no oeste baiano." *Relatório Final*, Contrato n° 034/2003- SRH/PGRH/BIRD, Salvador-BA, 42 p.
- Silva, B. C.; W. Collischonn; C. E. M. Tucci (2004). "Simulação da bacia do rio São Francisco através do modelo hidrológico MGB-IPH." *Anais do Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste*, São Luís, MA.
- Sophocleous, M.; M.A. Townsend; L.D. Vogler; T.J. McCain; E.T. Marks; G.R. Coble (1988). "Experimental studies in stream-aquifer interaction along the Arkansas river in Central Kansas – Field testing and analysis." *Journal of Hydrology*, 98, 249-273.
- Sophocleous, M.; A. Koussis; J.L. Martin; S.P. Perkins (1995). "Evaluation of simplified stream aquifer depletion models for water rights administration." *Ground Water*, 33(4), 579-588.
- Spalding, C.P.; R. Khaleel, R. (1991). "An evaluation of analytical solution to estimate draw-downs and stream depletion by wells." *Water Resources Research*, 27(4), 597-609.
- Theis, C. V. (1935). "The relation between lowering of the piezometric surface and the rate and duration of a well using groundwater storage." *Trans. American Geophysical Union*, 16(2), 519-524.
- Theis, C.V. (1941). "The effect of a well on the flow of a nearby stream." *Trans. American Geophysical Union*, 22(3), 734-738.
- Thiem, G. (1906) "Hydrologische Methoden." J. M. Gebhardt, Leipzig, 56 p.
- Todd, D. K. (1959) "Hidrologia de Águas Subterrâneas.", Editora: E. Blücher Ltda, 319 p.

- U.S. Department of the Interior (1981). "Ground Water Manual." A Water Resources Technical Publication, *Water and Power Resources Service*, 480 p.
- Wallace, R.B.; Y. Darama; M.D. Annable (1990). "Stream depletion by cyclic pumping of wells." *Water Resources Research*, 26(6), 1263-1270.
- Wilson, J. L. (1993). "Induced infiltration in aquifers with ambient flow." *Water Resources Research*, 29(10), 3503-3512.
- Zlotnik, V.A.; H. Huang (1999). "Effect of shallow penetration and streambed sediments on aquifer response to stream stage fluctuations (analytical model)". *Ground Water*, 37(4), 599-605.

ANEXOS

Tabela A. 1 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo semi-infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hantush (1965). A penúltima coluna representa a taxa de infiltração induzida do rio calculada pelo programa analítico GWFLOW.

Tempo [d]	MODFLOW				GWFLOW	
	Qs [m³/d]	Qt [m³/d]	Ds []	Dt []	Qt [m³/d]	Dt []
1	4444	57	0,987	0,013	28	0,006
3	4246	255	0,944	0,057	269	0,060
7	3838	663	0,853	0,147	723	0,161
14	3331	1171	0,740	0,260	1243	0,276
30	2684	1821	0,596	0,405	1886	0,419
45	2337	2168	0,519	0,482	2227	0,495
60	2098	2405	0,466	0,534	2459	0,546
75	1921	2580	0,427	0,573	2630	0,584
90	1781	2717	0,396	0,604	2764	0,614
91	-2670	2669	-0,593	0,593	2744	0,610
93	-2491	2490	-0,554	0,553	2518	0,560
97	-2114	2113	-0,470	0,470	2094	0,465
104	-1654	1652	-0,368	0,367	1623	0,361
120	-1102	1100	-0,245	0,245	1076	0,239
135	-833	831	-0,185	0,185	811	0,180
150	-664	662	-0,147	0,147	646	0,143
180	-463	461	-0,103	0,102	449	0,100
210	-348	346	-0,077	0,077	338	0,075
240	-275	273	-0,061	0,061	267	0,059
270	-225	223	-0,050	0,050	218	0,048
300	-192	187	-0,043	0,041	182	0,040
330	-164	159	-0,036	0,035	155	0,035
365	-141	135	-0,031	0,030	132	0,029

Tabela A. 2 – Taxas de depleção e seus respectivos valores relativos para o caso de domínio do modelo infinito com rio e aquífero em equilíbrio ($\Delta h = 0$ m) – Modelo Hunt, (1999).

Tempo [d]	Fluxo [m³/d] well on		Qi [m³/d]	Qt [m³/d]	Qs [m³/d]	Di	Dt	Ds	Dt + Ds
	s	i							
1	4462	38	38	38	4462	0,008	0,008	0,992	1,000
3	4339	161	161	161	4339	0,036	0,036	0,964	1,000
7	4085	415	415	415	4085	0,092	0,092	0,908	1,000
14	3747	753	753	753	3747	0,167	0,167	0,833	1,000
30	3258	1242	1242	1242	3258	0,276	0,276	0,724	1,000
45	2963	1537	1537	1537	2963	0,342	0,342	0,658	1,000
60	2746	1755	1755	1755	2746	0,390	0,390	0,610	1,000
90	2436	2065	2065	2065	2436	0,459	0,459	0,541	1,000
91	-2035	2037	2037	2037	-2035	0,453	0,453	-0,452	0,000
93	-1929	1931	1931	1931	-1929	0,429	0,429	-0,429	0,000
97	-1708	1709	1709	1709	-1708	0,380	0,380	-0,380	0,000
104	-1422	1424	1424	1424	-1422	0,316	0,316	-0,316	0,000
120	-1041	1042	1042	1042	-1041	0,232	0,232	-0,231	0,000
135	-833	834	834	834	-833	0,185	0,185	-0,185	0,000
150	-693	694	694	694	-693	0,154	0,154	-0,154	0,000
180	-514	515	515	515	-514	0,114	0,114	-0,114	0,000
210	-405	405	405	405	-405	0,090	0,090	-0,090	0,000
240	-331	331	331	331	-331	0,073	0,073	-0,074	0,000
270	-279	277	277	277	-279	0,062	0,062	-0,062	0,000
300	-242	237	237	237	-242	0,053	0,053	-0,054	-0,001
330	-211	206	206	206	-211	0,046	0,046	-0,047	-0,001
365	-187	178	178	178	-187	0,040	0,040	-0,041	-0,002

Tabela A. 5 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 1 ($\Delta h = 0$ m e $i = 0$) da Faz. Campo Aberto.

Tempo [d]	Fluxo [m³/d] - well off				Fluxo [m³/d] - well on				Qb [m³/d]	Qch [m³/d]	Qi [m³/d]	Qt [m³/d]	Qs [m³/d]	Db	Dch	Di	Dt	Ds	Dt + Ds + Dch
	s ₀	ch ₀	i ₀	b ₀	s	ch	i	b											
1	0	0	0	0	47905	14	71	0	0	14	71	71	47905	0,000	0,000	0,001	0,001	0,998	1,000
3	0	0	0	0	47742	24	213	0	0	24	213	213	47742	0,000	0,001	0,004	0,004	0,995	1,000
7	0	0	0	0	47478	38	466	0	0	38	466	466	47478	0,000	0,001	0,010	0,010	0,989	1,000
14	0	0	0	0	47006	66	905	0	0	66	905	905	47006	0,000	0,001	0,019	0,019	0,979	1,000
30	0	0	0	0	45800	160	2004	0	0	160	2004	2004	45800	0,000	0,003	0,042	0,042	0,954	0,999
45	0	0	0	0	44528	285	3144	0	0	285	3144	3144	44528	0,000	0,006	0,065	0,065	0,928	0,999
60	0	0	0	0	43166	445	4350	0	0	445	4350	4350	43166	0,000	0,009	0,091	0,091	0,899	0,999
90	0	0	0	0	40263	865	6842	0	0	865	6842	6842	40263	0,000	0,018	0,143	0,143	0,839	0,999
120	0	0	0	0	37264	1398	9313	0	0	1398	9313	9313	37264	0,000	0,029	0,194	0,194	0,776	0,999
150	0	0	0	0	34280	2017	11677	0	0	2017	11677	11677	34280	0,000	0,042	0,243	0,243	0,714	0,999
180	0	0	0	0	31396	2691	13892	0	0	2691	13892	13892	31396	0,000	0,056	0,289	0,289	0,654	1,000
181	0	0	0	0	-16593	2700	13892	0	0	2700	13892	13892	-16593	0,000	0,056	0,289	0,289	-0,346	0,000
183	0	0	0	0	-16628	2736	13892	0	0	2736	13892	13892	-16628	0,000	0,057	0,289	0,289	-0,346	0,000
187	0	0	0	0	-16738	2816	13920	0	0	2816	13920	13920	-16738	0,000	0,059	0,290	0,290	-0,349	0,000
194	0	0	0	0	-16916	2951	13967	0	0	2951	13967	13967	-16916	0,000	0,061	0,291	0,291	-0,352	0,000
210	0	0	0	0	-17177	3236	13943	0	0	3236	13943	13943	-17177	0,000	0,067	0,290	0,290	-0,358	0,000
225	0	0	0	0	-17230	3469	13767	0	0	3469	13767	13767	-17230	0,000	0,072	0,287	0,287	-0,359	0,000
240	0	0	0	0	-17136	3667	13482	0	0	3667	13482	13482	-17136	0,000	0,076	0,281	0,281	-0,357	0,000
270	0	0	0	0	-16645	3955	12706	0	0	3955	12706	12706	-16645	0,000	0,082	0,265	0,265	-0,347	0,000
300	0	0	0	0	-15887	4111	11789	0	0	4111	11789	11789	-15887	0,000	0,086	0,246	0,246	-0,331	0,000
330	0	0	0	0	-14974	4154	10828	0	0	4154	10828	10828	-14974	0,000	0,087	0,226	0,226	-0,312	0,000
365	0	0	0	0	-13799	4091	9719	0	0	4091	9719	9719	-13799	0,000	0,085	0,202	0,202	-0,287	0,000

Tabela A. 7 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 3 ($i = 1e-4$) da Faz. Campo Aberto.

Tempo [d]	Fluxo [m³/d] - well off				Fluxo [m³/d] - well on				Qb [m³/d]	Qch [m³/d]	Qi [m³/d]	Qt [m³/d]	Qs [m³/d]	Db	Dch	Di	Dt	Ds	Dt + Ds + Dch
	s ₀	ch ₀	i ₀	b ₀	s	ch	i	b											
1	-1	45	3223	3267	47904	59	3256	3230	38	14	33	71	47905	0,001	0,000	0,001	0,001	0,998	1,000
3	-1	45	3223	3267	47741	70	3333	3164	103	24	110	214	47742	0,002	0,001	0,002	0,004	0,995	1,000
7	0	45	3223	3267	47476	83	3492	3069	198	38	270	468	47477	0,004	0,001	0,006	0,010	0,989	1,000
14	0	45	3223	3267	47002	111	3790	2926	341	66	568	909	47002	0,007	0,001	0,012	0,019	0,979	1,000
30	0	45	3223	3267	45789	205	4571	2601	666	160	1348	2015	45789	0,014	0,003	0,028	0,042	0,954	0,999
45	0	45	3223	3267	44509	330	5491	2375	893	285	2269	3161	44510	0,019	0,006	0,047	0,066	0,927	0,999
60	0	45	3223	3267	43140	491	6569	2239	1028	446	3346	4375	43141	0,021	0,009	0,070	0,091	0,899	0,999
90	0	45	3223	3267	40223	912	8879	2043	1224	867	5656	6880	40223	0,025	0,018	0,118	0,143	0,838	0,999
120	0	45	3223	3267	37210	1447	11222	1903	1364	1402	7999	9363	37210	0,028	0,029	0,167	0,195	0,775	0,999
150	0	45	3223	3267	34215	2066	13488	1796	1472	2021	10265	11737	34215	0,031	0,042	0,214	0,245	0,713	0,999
180	0	45	3223	3267	31322	2741	15620	1704	1563	2696	12397	13961	31322	0,033	0,056	0,258	0,291	0,653	1,000
181	0	45	3223	3267	-16667	2751	15618	1701	1566	2706	12395	13961	-16667	0,033	0,056	0,258	0,291	-0,347	0,000
183	0	45	3223	3267	-16702	2786	15613	1697	1571	2742	12390	13961	-16702	0,033	0,057	0,258	0,291	-0,348	0,000
187	0	45	3223	3267	-16812	2866	15631	1687	1580	2821	12409	13989	-16812	0,033	0,059	0,259	0,292	-0,350	0,000
194	0	45	3223	3267	-16989	3002	15662	1672	1595	2957	12439	14034	-16989	0,033	0,062	0,259	0,292	-0,354	0,000
210	0	45	3223	3267	-17247	3287	15605	1642	1625	3242	12382	14008	-17247	0,034	0,068	0,258	0,292	-0,359	0,000
225	0	45	3223	3267	-17296	3520	15402	1619	1648	3475	12180	13828	-17296	0,034	0,072	0,254	0,288	-0,360	0,000
240	0	45	3223	3267	-17197	3717	15095	1602	1665	3672	11872	13538	-17197	0,035	0,077	0,247	0,282	-0,358	0,000
270	0	45	3223	3267	-16695	4004	14288	1582	1686	3959	11066	12751	-16695	0,035	0,082	0,231	0,266	-0,348	0,000
300	0	45	3223	3267	-15925	4158	13357	1577	1690	4113	10135	11825	-15925	0,035	0,086	0,211	0,246	-0,332	0,000
330	0	45	3223	3267	-15001	4199	12395	1585	1682	4154	9173	10855	-15001	0,035	0,087	0,191	0,226	-0,313	0,000
365	0	45	3223	3267	-13814	4133	11301	1608	1660	4088	8078	9738	-13814	0,035	0,085	0,168	0,203	-0,288	0,000

Tabela A. 8 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 3 ($i = 2,5e-4$) da Faz. Campo Aberto.

Tempo [d]	Fluxo [m³/d] - well off				Fluxo [m³/d] - well on				Qb [m³/d]	Qch [m³/d]	Qi [m³/d]	Qt [m³/d]	Qs [m³/d]	Db	Dch	Di	Dt	Ds	Dt + Ds + Dch
	s ₀	ch ₀	i ₀	b ₀	s	ch	i	b											
1	-3	156	11100	11253	47902	170	11132	11214	39	14	33	71	47905	0,001	0,000	0,001	0,001	0,998	1,000
3	-2	155	11100	11253	47738	180	11203	11141	112	24	103	215	47741	0,002	0,001	0,002	0,004	0,995	1,000
7	-2	155	11100	11253	47471	193	11340	11021	232	38	240	472	47473	0,005	0,001	0,005	0,010	0,989	1,000
14	-1	154	11100	11253	46991	221	11596	10831	422	67	497	919	46992	0,009	0,001	0,010	0,019	0,979	1,000
30	0	154	11099	11253	45762	315	12279	10393	860	161	1180	2040	45763	0,018	0,003	0,025	0,042	0,953	0,999
45	0	154	11099	11253	44466	440	13013	9963	1290	287	1913	3203	44467	0,027	0,006	0,040	0,067	0,926	0,999
60	0	154	11099	11253	43080	602	13804	9524	1729	448	2704	4433	43081	0,036	0,009	0,056	0,092	0,898	0,999
90	0	154	11099	11253	40127	1026	15470	8652	2601	872	4370	6971	40127	0,054	0,018	0,091	0,145	0,836	0,999
120	0	154	11099	11253	37083	1563	17414	8085	3168	1410	6315	9483	37083	0,066	0,029	0,132	0,198	0,773	0,999
150	0	154	11099	11253	34061	2185	19430	7703	3550	2032	8331	11881	34061	0,074	0,042	0,174	0,248	0,710	0,999
180	0	154	11099	11253	31146	2863	21362	7392	3861	2709	10262	14123	31146	0,080	0,056	0,214	0,294	0,649	1,000
181	0	154	11099	11253	-16843	2873	21358	7387	3866	2719	10258	14124	-16843	0,081	0,057	0,214	0,294	-0,351	0,000
183	0	154	11099	11253	-16879	2909	21348	7378	3875	2755	10248	14124	-16879	0,081	0,057	0,214	0,294	-0,352	0,000
187	0	154	11099	11253	-16988	2989	21353	7355	3898	2835	10254	14151	-16988	0,081	0,059	0,214	0,295	-0,354	0,000
194	0	154	11099	11253	-17164	3124	21360	7318	3934	2971	10260	14195	-17164	0,082	0,062	0,214	0,296	-0,358	0,000
210	0	154	11099	11253	-17414	3410	21261	7255	3998	3256	10162	14160	-17414	0,083	0,068	0,212	0,295	-0,363	0,000
225	0	154	11099	11253	-17451	3642	21036	7220	4033	3488	9937	13970	-17451	0,084	0,073	0,207	0,291	-0,364	0,000
240	0	154	11099	11253	-17340	3838	20720	7206	4047	3685	9621	13668	-17340	0,084	0,077	0,200	0,285	-0,361	0,000
270	0	154	11099	11253	-16811	4123	19935	7230	4022	3969	8835	12858	-16811	0,084	0,083	0,184	0,268	-0,350	0,000
300	0	154	11099	11253	-16014	4272	19065	7310	3943	4119	7965	11908	-16014	0,082	0,086	0,166	0,248	-0,334	0,000
330	0	154	11099	11253	-15064	4308	18196	7432	3821	4154	7097	10918	-15064	0,080	0,087	0,148	0,227	-0,314	0,000
365	0	154	11099	11253	-13850	4236	17243	7617	3636	4082	6144	9780	-13850	0,076	0,085	0,128	0,204	-0,289	0,000

Tabela A. 9 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 5 ($i = 5e-4$) da Faz. Campo Aberto.

Tempo [d]	Fluxo [m³/d] - well off				Fluxo [m³/d] - well on				Qb [m³/d]	Qch [m³/d]	Qi [m³/d]	Qt [m³/d]	Qs [m³/d]	Db	Dch	Di	Dt	Ds	Dt + Ds + Dch
	s ₀	ch ₀	i ₀	b ₀	s	ch	i	b											
1	-4	223	21841	22060	47901	237	21874	22021	39	14	32	72	47905	0,001	0,000	0,001	0,001	0,998	1,000
3	-4	223	21841	22060	47736	247	21943	21946	115	24	102	217	47739	0,002	0,001	0,002	0,005	0,995	1,000
7	-3	222	21841	22060	47465	259	22076	21818	242	38	235	477	47468	0,005	0,001	0,005	0,010	0,989	1,000
14	-2	221	21841	22060	46978	288	22318	21606	455	67	477	931	46980	0,009	0,001	0,010	0,019	0,979	1,000
30	-1	220	21841	22060	45729	382	22954	21101	960	162	1113	2073	45730	0,020	0,003	0,023	0,043	0,953	0,999
45	0	220	21841	22060	44411	508	23637	20599	1462	289	1795	3257	44411	0,030	0,006	0,037	0,068	0,925	0,999
60	0	220	21841	22060	43001	671	24372	20083	1978	452	2531	4509	43002	0,041	0,009	0,053	0,094	0,896	0,999
90	0	220	21841	22060	40003	1099	25919	19050	3011	879	4077	7088	40003	0,063	0,018	0,085	0,148	0,833	0,999
120	0	220	21841	22060	36918	1641	27484	18068	3992	1422	5643	9635	36918	0,083	0,030	0,118	0,201	0,769	0,999
150	0	220	21841	22060	33861	2268	29003	17159	4901	2048	7162	12063	33861	0,102	0,043	0,149	0,251	0,705	0,999
180	0	220	21841	22060	30920	2950	30521	16410	5651	2730	8679	14330	30920	0,118	0,057	0,181	0,299	0,644	1,000
181	0	220	21841	22060	-17071	2959	30516	16405	5656	2740	8675	14331	-17071	0,118	0,057	0,181	0,299	-0,356	0,000
183	0	220	21841	22060	-17107	2995	30505	16393	5667	2776	8664	14331	-17107	0,118	0,058	0,180	0,299	-0,356	0,000
187	0	220	21841	22060	-17215	3076	30501	16363	5698	2856	8660	14357	-17215	0,119	0,060	0,180	0,299	-0,359	0,000
194	0	220	21841	22060	-17389	3212	30493	16314	5746	2993	8651	14398	-17389	0,120	0,062	0,180	0,300	-0,362	0,000
210	0	220	21841	22060	-17629	3498	30381	16248	5812	3279	8539	14352	-17629	0,121	0,068	0,178	0,299	-0,367	0,000
225	0	220	21841	22060	-17651	3731	30166	16238	5823	3511	8325	14148	-17651	0,121	0,073	0,173	0,295	-0,368	0,000
240	0	220	21841	22060	-17525	3926	29881	16270	5790	3707	8040	13830	-17525	0,121	0,077	0,168	0,288	-0,365	0,000
270	0	220	21841	22060	-16960	4207	29208	16440	5621	3987	7367	12988	-16960	0,117	0,083	0,153	0,271	-0,353	0,000
300	0	220	21841	22060	-16127	4351	28509	16720	5340	4132	6668	12008	-16127	0,111	0,086	0,139	0,250	-0,336	0,000
330	0	220	21841	22060	-15143	4380	27848	17077	4984	4161	6006	10990	-15143	0,104	0,087	0,125	0,229	-0,315	0,000
365	0	220	21841	22060	-13894	4300	27137	17531	4529	4081	5296	9825	-13894	0,094	0,085	0,110	0,205	-0,289	0,000

Tabela A. 10 – Taxas de depleção absolutas e relativas para o modelo 6 ($i = 1e-3$) da Faz. Campo Aberto.

Tempo [d]	Fluxo [m³/d] - well off				Fluxo [m³/d] - well on				Qb [m³/d]	Qch [m³/d]	Qi [m³/d]	Qt [m³/d]	Qs [m³/d]	Db	Dch	Di	Dt	Ds	Dt + Ds + Dch
	s ₀	ch ₀	i ₀	b ₀	s	ch	i	b											
1	-4	223	43764	43983	47900	237	43796	43943	39	14	33	72	47904	0,001	0,000	0,001	0,002	0,998	1,000
3	-3	222	43764	43983	47734	247	43867	43866	116	24	103	219	47737	0,002	0,001	0,002	0,005	0,995	1,000
7	-2	222	43764	43983	47456	260	44001	43734	248	38	238	486	47458	0,005	0,001	0,005	0,010	0,989	1,000
14	-2	221	43764	43983	46955	288	44243	43508	475	67	479	954	46957	0,010	0,001	0,010	0,020	0,978	1,000
30	-1	220	43764	43983	45668	384	44861	42949	1034	164	1097	2131	45669	0,022	0,003	0,023	0,044	0,951	0,999
45	0	220	43764	43983	44311	513	45513	42380	1603	293	1749	3352	44312	0,033	0,006	0,036	0,070	0,923	0,999
60	0	220	43764	43983	42861	680	46208	41785	2197	460	2444	4641	42861	0,046	0,010	0,051	0,097	0,893	0,999
90	0	220	43764	43983	39784	1118	47654	40584	3398	898	3890	7289	39784	0,071	0,019	0,081	0,152	0,829	0,999
120	0	220	43764	43983	36630	1674	49103	39430	4552	1454	5339	9891	36630	0,095	0,030	0,111	0,206	0,763	0,999
150	0	220	43764	43983	33516	2316	50503	38362	5621	2096	6740	12361	33516	0,117	0,044	0,140	0,258	0,698	0,999
180	0	220	43764	43983	30530	3013	51831	37393	6590	2794	8067	14657	30530	0,137	0,058	0,168	0,305	0,636	1,000
181	0	220	43764	43983	-17463	3023	51825	37385	6597	2804	8061	14658	-17463	0,137	0,058	0,168	0,305	-0,364	0,000
183	0	220	43764	43983	-17499	3060	51808	37369	6613	2841	8044	14657	-17499	0,138	0,059	0,168	0,305	-0,365	0,000
187	0	220	43764	43983	-17606	3143	51788	37326	6656	2923	8024	14681	-17606	0,139	0,061	0,167	0,306	-0,367	0,000
194	0	220	43764	43983	-17774	3282	51752	37258	6725	3063	7989	14713	-17774	0,140	0,064	0,166	0,307	-0,370	0,000
210	0	220	43764	43983	-17993	3574	51602	37181	6802	3355	7838	14640	-17993	0,142	0,070	0,163	0,305	-0,375	0,000
225	0	220	43764	43983	-17989	3811	51387	37201	6782	3591	7623	14405	-17989	0,141	0,075	0,159	0,300	-0,375	0,000
240	0	220	43764	43983	-17832	4009	51127	37291	6692	3789	7363	14055	-17832	0,139	0,079	0,153	0,293	-0,372	0,000
270	0	220	43764	43983	-17203	4289	50548	37619	6364	4070	6785	13148	-17203	0,133	0,085	0,141	0,274	-0,358	0,000
300	0	220	43764	43983	-16307	4428	49951	38058	5924	4208	6187	12111	-16307	0,123	0,088	0,129	0,252	-0,340	0,000
330	0	220	43764	43983	-15266	4448	49371	38545	5437	4228	5608	11045	-15266	0,113	0,088	0,117	0,230	-0,318	0,000
365	0	220	43764	43983	-13958	4354	48739	39123	4859	4135	4975	9834	-13958	0,101	0,086	0,104	0,205	-0,291	0,000

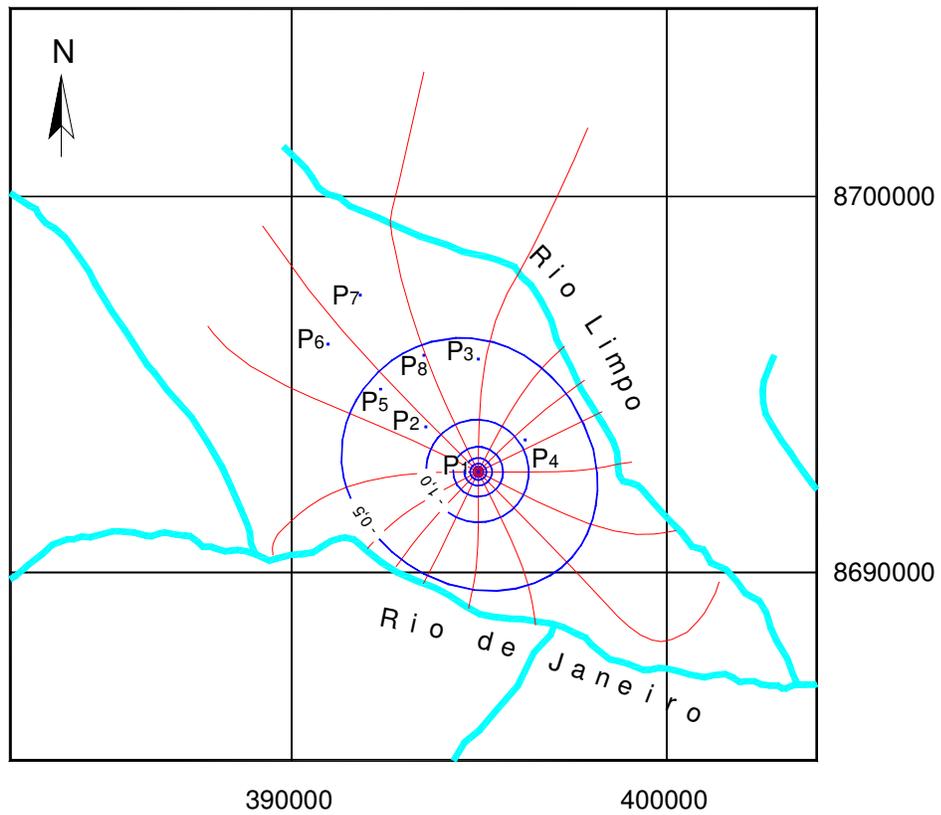


Figura A. 1 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com um poço bombeando por um ano.

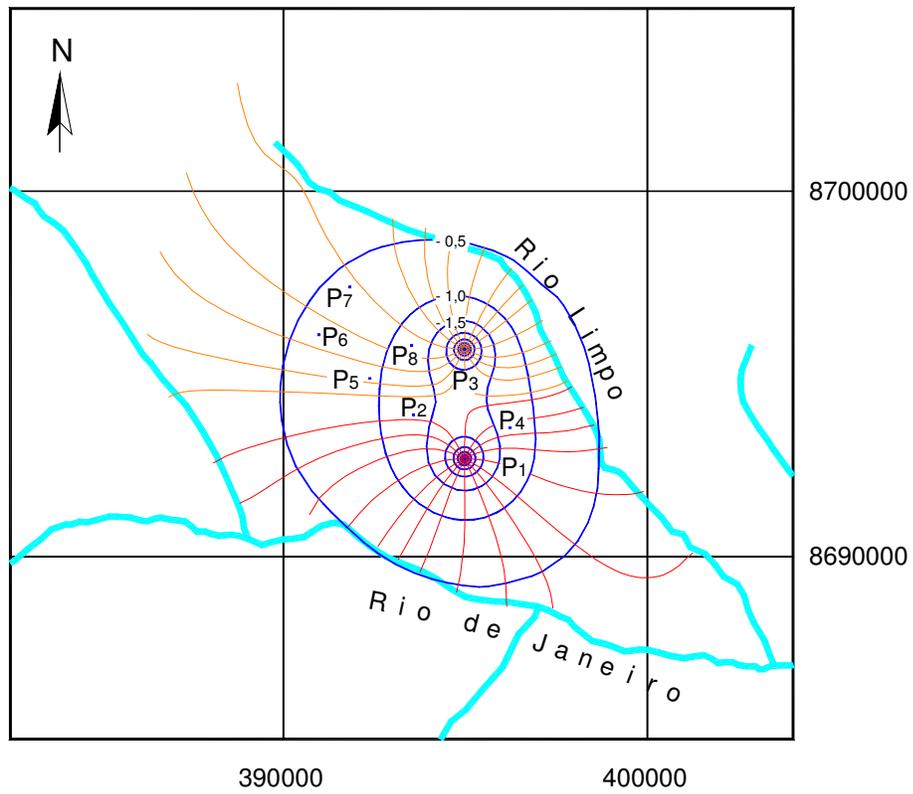


Figura A. 2 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 2 poços bombeando por um ano.

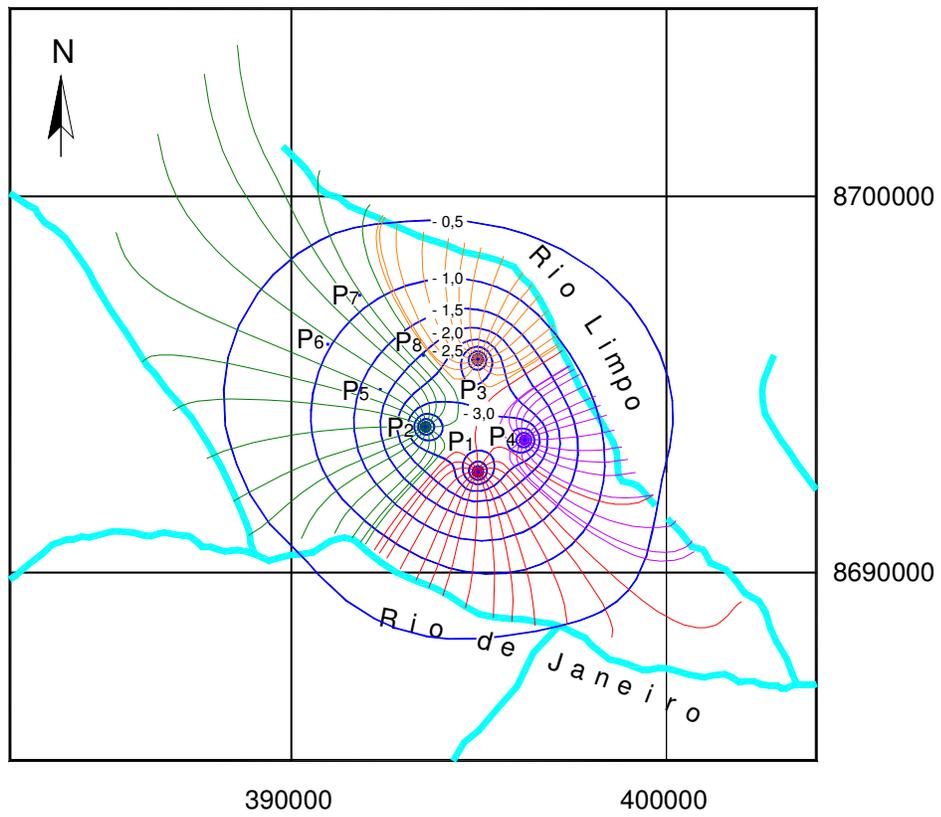


Figura A. 3 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 4 poços bombeando por um ano.

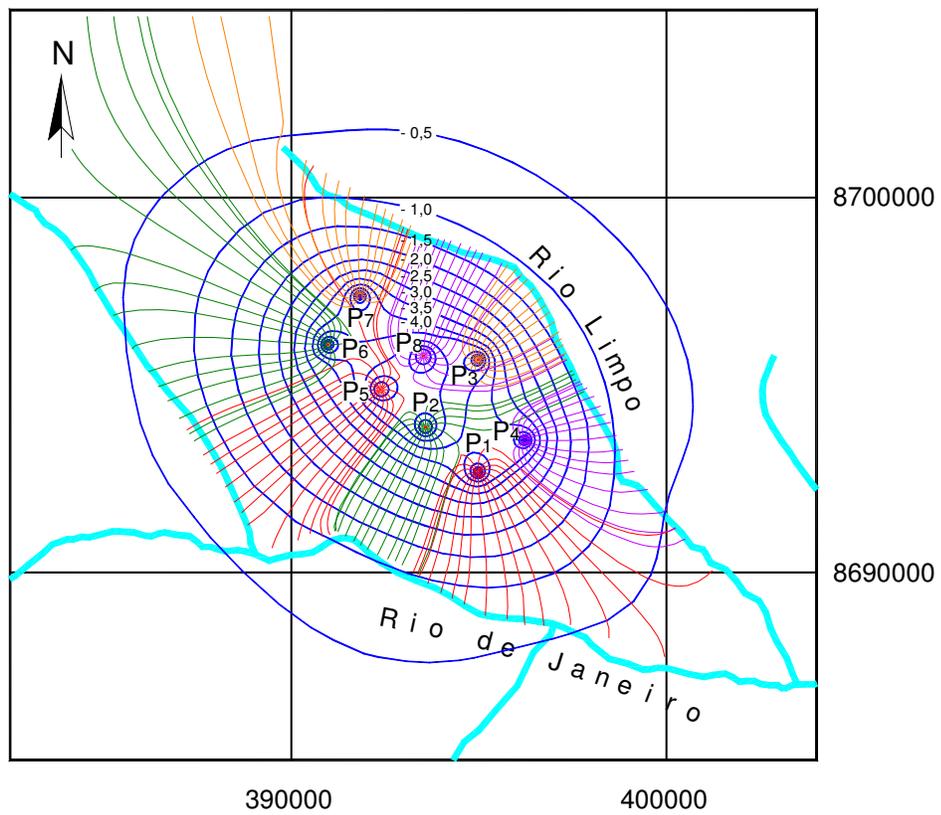


Figura A. 4 – Mapa de rebaixamento do modelo 2 ($\Delta h = 0,3$ m e $i = 0$) com 8 poços bombeando por um ano.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)