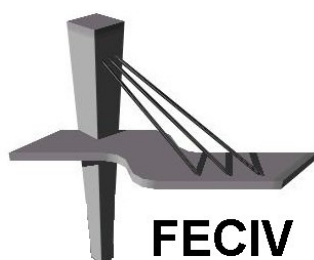


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**MODELAGEM E SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO
EM AQUÍFEROS LIVRES SOTOPOSTOS A ZONAS
URBANAS**

MICHELLE CRESCÊNCIO DE MIRANDA

UBERLÂNDIA, ABRIL DE 2012.



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



MICHELLE CRESCÊNCIO DE MIRANDA

MODELAGEM E SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO EM AQUÍFEROS LIVRES SOTOPOSTOS A ZONAS URBANAS

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho

Uberlândia, Abril de 2012.



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 100/2012

CANDIDATA: Michelle Crescêncio de Miranda

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho

TÍTULO: "Modelagem e simulação do escoamento em aquíferos livres sotopostos a zonas urbanas"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Engenharia Urbana

LINHA DE PESQUISA: Planejamento e Infraestrutura Urbana

DATA DA DEFESA: 26 de abril de 2012

LOCAL: Sala de Apoio I

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14:15 - 17:15

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que a candidata foi:

☒ APROVADA

☐ REPROVADA

OBS:

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:


Professor Orientador: **Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho – FECIV/UFU**


Membro externo: **Prof. Dr. Harry Edmar Schulz – EESC/USP**


Membro: **Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo – FECIV/UFU**

Uberlândia, 26 de abril de 2012.

*Aos meus pais, Henrique e Janice, que me
deram a vida e pelo amor incondicional em
todos os momentos.*

AGRADECIMENTOS

Nunca realizamos um trabalho solitário, pois sempre somos auxiliados, seja com idéias, com compreensão, com conselhos sinceros ou com o silêncio caridoso. Por isso agradeço:

A Deus pela força e coragem para superar todas as dificuldades e momentos difíceis durante a realização desse trabalho.

Ao Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho, toda minha admiração e gratidão por suas orientações, sugestões e o apoio durante todo o processo dessa pesquisa.

Aos professores Dr. André Luiz de Oliveira e Dr. Marcio Ricardo Salla pelas contribuições e sugestões no exame de qualificação, que enriqueceram essa pesquisa.

A todos os professores, funcionários e amigos do Mestrado em Engenharia Civil da UFU. Dentre estes, destaco a secretária da Pós-graduação em Engenharia Civil, Sueli Maria, pela atenção e atendimento sempre cordial.

Aos meus pais, Henrique e Janice, pelo amor, pela compreensão e pela paciência.

Meu irmão, Alex, pelo carinho, amizade e confiança.

Aos meus familiares que sempre me deram amor e força, valorizando meus potenciais. Especialmente ao meu avô Claudio (in memoriam), uma pessoa que mostrou que muitas vezes um gesto marca mais que muitas palavras, coração bondoso que dedicou toda sua vida a família.

Aos meus amigos Sharita, Carolina, Natalia, Luana, Ana Thereza, Mônica, Sara, Sthella, Raphaela, Cezar, Leonardo, Arlindo, José Marco, Guilherme que sempre estiveram presentes me aconselhando e incentivando com carinho e dedicação.

Meus amigos da Escola de Educação Básica - UFU, que sempre estiveram presentes nos momentos difíceis e pela amizade sincera.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa concedida durante os anos de curso.

A todos que de alguma forma passaram pela minha vida e contribuíram para a construção de quem sou hoje. O meu muito obrigada!

De Miranda, M. C. Modelagem e simulação do escoamento em aquíferos livres sotopostos a zonas urbanas. 104 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2012.

RESUMO

O presente trabalho aborda a modelagem matemática do escoamento de águas subterrâneas. E os fundamentos para elaboração de um modelo numérico que simule o escoamento em aquíferos não confinados, submetidos a singularidades como poços e córregos interconectados. O modelo visa à aplicação preferencial em zonas urbanas que apresentam poços tubulares distribuídos na sua área. São utilizadas aproximações numéricas com o objetivo de estimar as mudanças nas cotas piezométricas, os rebaixamentos do lençol freático e as velocidades de escoamento da água no aquífero, ocasionadas pelo bombeamento simultâneo de múltiplos poços. Neste trabalho, utilizou-se o método de diferenças finitas para tratamento numérico da equação diferencial governante. Neste contexto, todas as derivadas espaciais foram discretizadas por diferenças centrais de segunda ordem. Dois esquemas explícitos foram utilizados para o tratamento da derivada temporal: o esquema de Euler, de primeira ordem, e o esquema de Adams-Bashforth, de quarta ordem. Também foram utilizadas duas alternativas para modelação do termo sumidouro, que representa a extração de água pelos poços. Os resultados desses dois esquemas são comparados com um modelo híbrido que utiliza soluções analíticas em áreas pequenas, dentro do raio de influência dos poços e, nas outras áreas, uma solução numérica por diferenças finitas. A área de aplicação do modelo situa-se sob a malha urbana da cidade de Araguari (MG), nos domínios do aquífero Bauru. O modelo tem potencial de auxiliar as futuras diretrizes para a gestão de aquíferos livres sotopostos a zonas urbanas, para seu melhor aproveitamento, indicando possíveis lugares de saturação de exploração.

PALAVRAS CHAVE: águas subterrâneas, aquífero livre, modelagem de escoamento, simulação computacional.

De Miranda, M. C. Modeling and simulation of groundwater flow in the urban areas free sotopestos. 104 p. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2012.

ABSTRACT

This study discusses the mathematical modeling of groundwater flows, and the bases for the development of a numerical model that simulates the flow in unconfined aquifers, affected by singularities like wells and interconnected streams. The main application of the model is directed to urban areas with water wells. Numerical approximations are used to estimate changes of the piezometric levels, groundwater drawdowns and water flow rates in the aquifer caused by simultaneous pumping from multiple wells. In this study, we used the finite differences method for the numerical treatment of the differential governing equation. In this context, all spatial derivatives were discretized by central differences of the second order. Two explicit schemes were used for the treatment of the temporal derivative: the first order Euler scheme, and the fourth order Adams-Bashforth scheme. Two schemes were also used to model the sinks, that is the extraction of water by the wells. The results of these two schemes are compared with a hybrid model that uses analytical solutions in small areas within the radius of influence of the wells, a numerical solution in the remaining area. As a case study, the model is applied to our area situated in the urban fabric of the city of Araguari (MG), in the area of the Bauru aquifer. The model has the potential to help future guidelines for the management of the free aquifers underlying urban areas, intending its best use, and indicating possible saturation places of exploitation.

KEYWORDS: groundwater, unconfined aquifers, flow modeling, computational simulation.

SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS

SÍMBOLOS

A - Área da seção transversal do meio poroso

b - espessura saturada do aquífero

ba - cota de base do aquífero

B' - espessura saturada do aquífero

d_m - diâmetro médio dos grãos

G - termo fonte/sumidouro

g - aceleração da gravidade

g_1 - termo sumidouro (vazão de água retirada)

g_2 - termo fonte (água por recarga direta)

h - carga hidráulica (cota piezométrica)

h_o - cota inicial da superfície piezométrica

$(h_a - h_b)$ - diferença de pressão entre os dois pontos a e b

K - Tensor de Condutividade Hidráulica do aquífero.

κ - permeabilidade intrínseca do meio poroso

L - comprimento da formação porosa entre os pontos a e b

L_1 - norma dos resíduos

L_2 - norma euclidiana dos resíduos

L_∞ - norma infinita

M - massa de água

\dot{M} - descarga de massa

\dot{m} - fluxo de massa

η - porosidade

η_e - porosidade efetiva;

Q - vazão entre dois pontos a e b

q - velocidade aparente ou de Darcy

Q_p - vazão no poço

R - Coeficiente de correlação

Re - número de Reynolds

R_e - retenção específica

S - grau de saturação

S_s - armazenamento específico

S_y - Coeficiente de Rendimento Específico do aquífero

T - Transmissividade do aquífero

V - volume total de uma amostra de meio poroso

v - velocidade real

V_a - volume de água da formação geológica

V_d - volume de água drenada do meio poroso

V_t - volume total de água contida no meio poroso

V_v - volume de vazios ou volume de poros da formação geológica

θ - umidade

ϕ - parâmetro genérico

δ - delta de Kronecker

Δt - intervalo de tempo

ρ - massa específica do fluido

μ - viscosidade do fluido

SIGLAS

ANA – Agência Nacional das Águas

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica

IDRC – International Development Reserch Center

IGM – Instituto Geológico Mineiro

SAG – Sistema Aquífero Guarani

VBA – Visual Basic for Applications

UTM – Projeção Universal Transversal de Mercator

ABREVIATURAS

AB4 - Adams-Bashforth (de quarta ordem)

2DH - modelo bidimensional integrado na vertical

R_{inf_1} - raio de influência 1

R_{inf_2} - raio de influência 2

R_{inf_H} - raio de influência híbrido

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Ciclo Hidrológico.	19
FIGURA 2 – Zona saturada e zona não saturada.	22
FIGURA 3 – Tipos de aquíferos quanto à pressão.	24
FIGURA 4 – Poroso/sedimentar.	25
FIGURA 5 – Fraturado/fissural.	25
FIGURA 6 – Reapresentação gráfica de heterogeneidade e anisotropia.....	29
FIGURA 7 – Cargas energéticas.	32
FIGURA 8 – Representação de uma malha de discretização.	35
FIGURA 9 – Mapa com a piezometria calculada a partir da simulação numérica de fluxo para a área em estudo.....	37
FIGURA 10 – Pontos onde foram levantados os valores de condutividade hidráulica (K) e de rendimento específico (S_y).	40
FIGURA 11 – Contornos de transmissividade (m^2/h).	40
FIGURA 12 – Pontos onde foram levantadas as cotas de base do aquífero Bauru, correspondentes aos topos dos basaltos da formação Serra Geral, e as cotas da superfície piezométrica.....	41
FIGURA 13 – Esquema de transferência de informações entre pontos amostrais e os nós de uma malha de discretização.	43
FIGURA 14 - Fluxo de água escoando um meio poroso e atravessando um volume elementar representativo.	44
FIGURA 15 - Esquema de malha de discretização e sistema de indexação adotado para os nós.	50
FIGURA 16 – Distribuição da função indicadora, com destaque para pontos sob influência dos poços e dos córregos urbanos.	54
FIGURA 17 – Esquema de posicionamento relativo entre um poço e os nós mais próximos, com destaque para a distribuição da vazão dentro da célula.	55
FIGURA 18 – Esquema de dois raios de influência utilizados para cálculo do termo sumidouro g_I	57
FIGURA 19 – Dados de entrada referentes aos parâmetros hidrogeológicos armazenados em cada nó da malha de discretização.	58

FIGURA 20 – Dados de entrada referentes aos poços.	59
FIGURA 21 – Dados de entrada referentes aos córregos.	59
FIGURA 22 – Planilha de visualização de resultados, com destaque para curvas de contorno de cota piezométrica.	60
FIGURA 23 – Fluxograma de operações do programa computacional.	61
FIGURA 24 – Zona de aplicação do modelo, destacando a localização de poços e a magnitude das vazões por eles extraídas.	65
FIGURA 25 – histograma de frequência de vazões extraídas pelos poços.	66
FIGURA 26 – Esquema tridimensional do terreno, com localização dos pontos de extração de água utilizados no modelo.	67
FIGURA 27 – Comparação entre os Modelos 1 (a) e 2 (b) para um instante correspondente a 35 dias de simulação: setores onde os resíduos apresentam valores maiores que 1 m.	69
FIGURA 28 – Seção entremeada pelos poços do conjunto Mauá, da bateria São Sebastião e da a bateria Independência, além de alguns poços isolados.	71
FIGURA 29 – Seção entremeada pela bateria Jardim das Hortênsias e de Fátima, além de alguns poços isolados.	72
FIGURA 30 – Seção entremeada pela bateria São Benedito e Estadual, além de alguns poços isolados.	73
FIGURA 31 – Esquema de envoltória para comparação de resultados.	76
FIGURA 32 – Cotas piezométricas (m) e distribuição da velocidade de percolação geral (m/h) para um cenário de 7 dias.	79
FIGURA 33 – Cotas piezométricas (m) e distribuição da velocidade de percolação geral (m/h) para um cenário de 175 dias.	80
FIGURA 34 – Cotas piezométricas (m) e distribuição da velocidade de percolação geral (m/h) para um cenário de 364 dias.	81
FIGURA 35 – Vetores de velocidade e contornos de vorticidade (h^{-1}) para um cenário de 364 dias.	83
FIGURA 36 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria São Sebastião.	85
FIGURA 37 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Independência.	86
FIGURA 38 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Paraíso.	87
FIGURA 39 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Estadual.	88
FIGURA 40 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Gutierrez.	89
FIGURA 41 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria São Benedito.	90

FIGURA 42 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Chancia.	91
FIGURA 43 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região do conjunto de poços do Jardim das Hortências.	92
FIGURA 44 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria de Fátima	93
FIGURA 45 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região de poços do Conjunto Mauá	94
FIGURA 46 – Espessura saturada (m) para um cenário de 7 dias.	95
FIGURA 47 – Espessura saturada (m) para um cenário de 91 dias.	96
FIGURA 48 – Espessura saturada (m) para um cenário de 224 dias.	96
FIGURA 49 – Espessura saturada (m) para um cenário de 364 dias.	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de Porosidade e Rendimento Específico	30
Tabela 2 – Resumo com as características dos modelos apresentados no Capítulo 4.....	63
Tabela 3 – Indicadores de comparação entre <i>Modelo 1 x híbrido</i> e <i>Modelo 2 x híbrido</i> , para o instante equivalente a 7 dias de simulação.	76
Tabela 4 – Indicadores de comparação entre <i>Modelo 1 x híbrido</i> e <i>Modelo 2 x híbrido</i> , para o instante equivalente a 35 dias de simulação.	77

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	15
INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	15
1.1.1 Objetivo Geral.....	15
1.1.2 Objetivos Específicos.....	16
1.2 JUSTIFICATIVA	16
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	17
 CAPÍTULO 2	 18
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 ÁGUA SUBTERRÂNEA	18
2.2 OS AQUÍFEROS.....	22
2.2.1 Tipos de Aquíferos Quanto à Pressão da Água.....	23
2.2.2 Tipos de Aquíferos Quanto à Porosidade.....	24
2.3 PARÂMETROS HIDROGEOLÓGICOS	26
2.3.1 Condutividade Hidráulica (K).....	26
2.3.2 Transmissividade (T)	29
2.3.3 Coeficiente de Armazenamento (S)	30
2.3.4 Rendimento Específico (S_y)	30
2.3.5 Carga Hidráulica	31
2.3.6 Velocidade de Percolação	33
 CAPÍTULO 3	 39
METODOLOGIA	39
3.1 PARÂMETROS DO AQUÍFERO	39
3.2 INTERPOLAÇÕES ESPACIAIS	42
3.3 EQUAÇÕES DIFERENCIAIS GOVERNANTES DO ESCOAMENTO SUBTERRÂNEO.....	43
3.4 DISCRETIZAÇÃO.....	50
3.4.1 Esquema de Euler de 1ª Ordem.....	50
3.4.2 Esquema de Adams-Bashforth de 4ª ordem.....	51
3.5 TRATAMENTO DE SINGULARIDADES INTERNAS.....	52
3.5.1 Função Indicadora.....	53
3.5.2 Poços.....	54
3.5.3 Córregos.....	57
3.6 IMPLEMENTAÇÃO DO CÓDIGO COMPUTACIONAL	58
 CAPÍTULO 4	 62
RESULTADOS.....	62
4.1 DELIMITAÇÃO DA ÁREA SIMULADA (DOMÍNIO DE CÁLCULO).....	63
4.2 ANÁLISE RELATIVA DE ERROS	67
 CAPÍTULO 5	 98
CONCLUSÕES	98
 REFERÊNCIAS	 101

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Praticamente todos os países do mundo, desenvolvidos ou não, utilizam águas subterrâneas para suprir suas necessidades, seja para atendimento total ou apenas suplementar do abastecimento público e de atividades como irrigação, produção de energia, turismo, indústria, entre outros. Na Europa, 75% dos sistemas públicos de abastecimento utilizam águas subterrâneas, chegando a 90% em países como Dinamarca, Suécia, Bélgica, Alemanha e Áustria (DAEE, 1999 *apud* BOGANHA, 2005). Já no Brasil, a utilização das águas subterrâneas pode ser considerada baixa relativamente ao seu grande potencial hídrico subterrâneo, estimado da ordem de 112 trilhões de m³. Apesar disto, segundo relatório da ANA (2004 *apud* Boganha 2005), existem cerca de 300.000 poços tubulares em operação, sendo perfurados mais de 10.000 poços anualmente.

De acordo com Freire (1998) as retiradas excessivas (superexploração), o desmatamento em várias áreas, a impermeabilização de vastas áreas urbanas, a poluição derivada de aterros sanitários, dos lançamentos de efluentes industriais e domésticos, vazamentos em tanques de combustíveis enterrados são exemplos de ações que afetam a qualidade e a quantidade das reservas de água subterrânea.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é o desenvolvimento de um modelo numérico para simulação de escoamento subterrâneo em aquíferos não confinados, por meio de soluções

numéricas das equações diferenciais que descrevem este fenômeno. Por meio deste modelo, devidamente implementado em uma linguagem computacional, intenta-se ter conhecimento da depleção de níveis piezométricos em função do bombeamento simultâneo de múltiplos poços. Este tipo de aplicação apresenta utilidade em cidades que exploram água subterrânea de formações porosas sotopostas à malha urbana, nas quais a retirada de água por múltiplos poços acentua os rebaixamentos da superfície piezométrica, podendo, em casos mais extremos, gerar problemas locais de superexploração e exaustão do aquífero.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Implementar e verificar o algoritmo que descreva o escoamento em aquíferos livres submetidos a singularidades como poços e córregos interconectados ao manancial subterrâneo.
- Simular o sistema de bombeamento simultâneo por múltiplos poços e estimar a evolução temporal dos campos de velocidade de percolação.

1.2 JUSTIFICATIVA

De acordo com Santos *et al.* (2010), a crescente utilização dos mananciais subterrâneos para suprir a demanda de água, tanto para o abastecimento público quanto para os diversos setores da economia, leva muitas vezes a situações de superexploração das águas subterrâneas, o que pode provocar efeitos físicos, econômicos, sociais e/ou ambientais, cujo balanço final é negativo à sociedade atual e às gerações futuras.

Alamy Filho e Segantini (2010) ressaltam que, nas cidades abastecidas por águas subterrâneas, tem se tornado comum o problema da exploração excessiva de poços. Nessas situações, um grande número de poços, concentrados em uma área relativamente pequena, acentua as perturbações da superfície piezométrica, provocando rebaixamentos excessivos e, em casos mais extremos, inutilizando bombas submersas e esgotando nascentes.

Assim, o desenvolvimento de um modelo numérico que simule as alterações no manancial subterrâneo, permitindo descrever o escoamento a partir de variações de carga hidráulica e

estimativa dos campos de velocidade, pode ser de grande relevância no planejamento de sistemas de abastecimento de água, permitindo explorações mais racionais, bem como na proteção dos mananciais contra agentes poluidores.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de 6 capítulos, organizados da seguinte maneira:

- Capítulo 1 – Introdução: apresenta uma noção geral do tema a ser tratado no trabalho. Destaca a importância dos recursos hídricos subterrâneos no contexto atual. São relatadas as justificativas sobre a importância do tema e os objetivos deste trabalho.
- Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: apresenta uma revisão sobre águas subterrâneas. Além de alguns aspectos importantes relacionados com o tema principal da pesquisa, a construção de modelo matemático para a simulação do escoamento em aquíferos livres.
- Capítulo 3 – Metodologia: descrição sobre os métodos, as técnicas e os processos adotados na pesquisa, principalmente no levantamento e processamento de dados para a construção de um modelo matemático para a simulação do escoamento em aquíferos livres sotopostos a zonas urbanas. Esta unidade apresenta o modelo matemático selecionado, bem como as metodologias numéricas utilizadas para sua solução. Atenção especial é dada ao tratamento de singularidades como poços e cursos de água superficiais.
- Capítulo 4 – Resultados: os resultados das simulações são apresentados objetivamente na forma de mapas, seções e gráficos.
- Capítulo 5 – Conclusão: são apresentadas as conclusões acerca da análise dos resultados realizados na pesquisa.
- Capítulo 6 – Referencial Teórico: são apresentados os autores citados, cujos trabalhos deram embasamento para esta pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ÁGUA SUBTERRÂNEA

De acordo com a ABAS - Associação Brasileira de Águas Subterrâneas (2009) – águas subterrâneas são entendidas como toda água abaixo da superfície terrestre que preenche os poros ou vazios das rochas sedimentares ou ainda percorre as fraturas, falhas e fissuras das rochas compactas. Sendo essa água submetida a duas forças, tais como, força de adesão e força de gravidade. Ela desempenha um papel essencial na manutenção da umidade do solo, do fluxo dos rios e lagos. Além destas funções, a água subterrânea, como já foi dito, é importante para algumas áreas de urbanização pelo potencial de ser volumoso suprimento de água potável ou potabilizável. Mesmo em áreas onde o abastecimento de superfície tem sido tradicionalmente utilizado, essas águas se tornam uma alternativa atraente quando os primeiros já estão contaminados com vestígios orgânicos e outros componentes perigosos.

A possibilidade das águas subterrâneas serem extraídas varia de local para local, dependendo das condições de precipitação e da distribuição dos aquíferos, os quais são formações porosas saturadas e que permitem a movimentação de água em quantidades viáveis para o uso humano. É de suma importância o conhecimento de como a água se movimenta de um lado para o outro na Terra. A esta circulação dá-se o nome de ciclo hidrológico, conforme ilustrado na FIGURA 1.

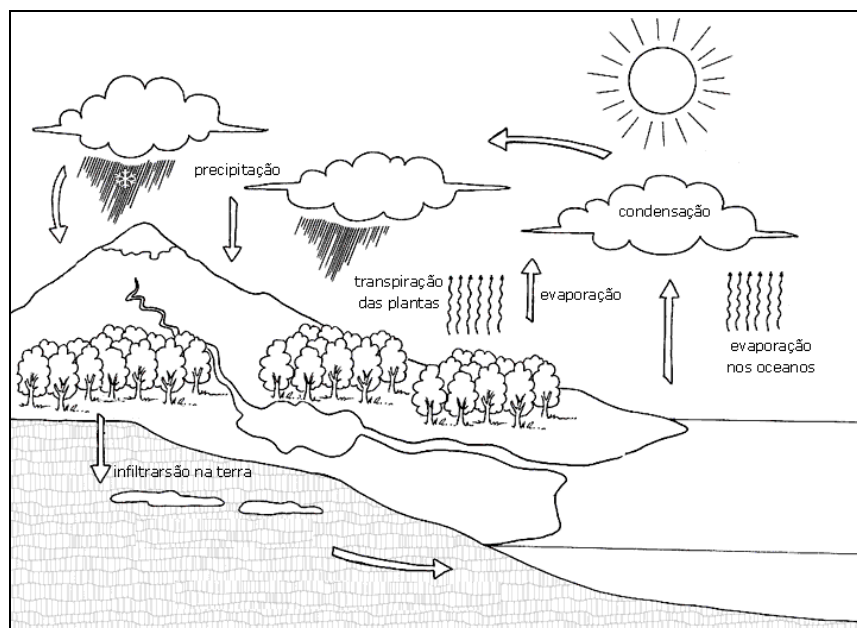


FIGURA 1 – Ciclo Hidrológico

Fonte: Midsegni.it

De acordo com Von Sperling (1996), neste ciclo, distinguem-se os seguintes mecanismos de transferência de água:

- a) Precipitação: compreende toda a água que cai da atmosfera na superfície da Terra. As principais formas são a chuva, a neve, o granizo e o orvalho.
- b) Escoamento superficial: é o responsável pelo deslocamento da água sobre o solo, formando córregos, lagos e rios.
- c) Infiltração: total de água que penetra no solo, com o potencial de formar lençóis subterrâneos de água, ou simplesmente ficando retida nos meios porosos por adesão e tensão superficial.
- d) Evapotranspiração: transferência de água pra o meio atmosférico através da evaporação, que depende da temperatura e umidade do ar; e transpiração das plantas através das folhas.

Assim, os rios representam o sistema de drenagem da água doce para o mar, enquanto os aquíferos representam os sistemas de armazenamento transitório de água doce no continente, que se acumularam ao longo de milhares de anos e que se encontram, em condições naturais, equilibradas por um mecanismo de recarga e descarga.

Algumas propriedades físicas sobre formações geológicas são necessárias para definir o grau de saturação de um meio poroso: porosidade e umidade. A porosidade é uma característica que resulta da formação de espaços não preenchidos por matéria sólida, mas que podem ser ocupados por água ou ar. Os espaços vazios são designados por poros ou vazios. Assim, a porosidade é a relação entre o volume de vazios e volume total de uma amostra, expressa em porcentagem.

$$\eta = \frac{V_v}{V_t}. \quad (1)$$

Onde:

V_v = volume de vazios

V_t = volume total

Note-se que, com o volume total de vazios incluídos na definição, a porosidade também representa a quantidade máxima de água que um determinado volume de formação geológica pode conter. Ainda que a fórmula refira-se à porosidade total em termos geológicos, existem dois tipos de porosidade:

- 1 Porosidade primária: vazios formados ao mesmo tempo em que a rocha. Exemplo: poros intergranulares;
- 2 Porosidade secundária: aberturas que surgiram após a formação das rochas. Exemplo: fraturas.

Com o tempo, a formação geológica também pode ter sua porosidade reduzida pela ação da cimentação, compactação e a possibilidade de uma nova acomodação de partículas sólidas.

Da porosidade total de uma formação geológica saturada, apenas parte da água consegue ser drenada por gravidade, sendo a outra parte retida entre as partículas em razão da adesão e da tensão superficial. O termo porosidade efetiva refere-se à quantidade de água que pode ser drenada de uma amostra saturada apenas pela ação da gravidade, assim:

$$\eta_e = \frac{V_d}{V_t} \quad (2)$$

Em que:

η_e = porosidade efetiva ou rendimento específico;

V_d = volume de água drenada;

V_t = volume total de água;

O volume de água que pode ser removido por drenagem dos poros (V_d) é menor que o volume de água da formação geológica (V_t), ou seja, se $V_d < V_t$, parte da água fica retida. O valor de água retida (V_r) representa a diferença entre o volume total (V_t) e o volume de água drenada (V_d). O cálculo da retenção específica (R_e) ou capacidade de campo pode ser efetuado de acordo com a Equação (3).

$$R_e = \frac{V_t - V_d}{V_t} = \frac{V_r}{V_t} \quad (3)$$

Assim, a retenção específica (R_e), expressa a fração mínima de água disponível no solo, sendo uma variável importante em estudos da zona não saturada.

Nem sempre o material de maior porosidade é aquele que consegue remover mais água por drenagem. Cita-se, como por exemplo, a argila, que é um material com elevado índice de poros, mas que possui grande capacidade de reter a água, dificultando sua movimentação. A porosidade total de uma formação também pode ser dada pela equação (4).

$$\eta = \eta_e + R_e \quad (4)$$

A umidade (θ) pode ser obtida efetuando a razão entre o volume de água e o volume total. Define-se o grau de saturação (S) de uma formação geológica de acordo com a Equação (5).

$$S = \frac{\theta}{\eta} = \frac{V_a}{V_v} \quad (5)$$

V_a = volume de água da formação geológica ; e

V_v = volume de vazios ou volume de poros da formação geológica .

Quando $\theta = \eta$ o grau de saturação é igual 1, ou seja, todos os espaços porosos estão preenchidos com água. Assim, define-se essa formação geológica como saturada. Em contrapartida, uma formação geológica não saturada é aquela que possui um grau de saturação inferior a 1. A zona não saturada, também pode ser chamada de zona vadosa, entendida como uma região onde os vazios são preenchidos por água e por ar. Na FIGURA 2, percebe-se que o nível de água, limita inferiormente a zona não saturada.

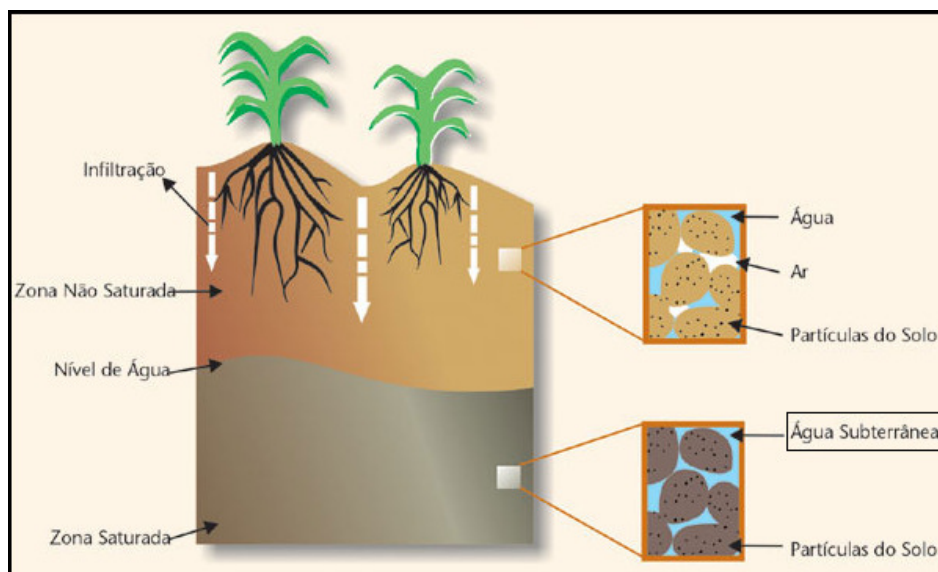


FIGURA 2 – Zona saturada e zona não saturada

Fonte: Instituto Geológico e Mineiro (2001)

2.2 OS AQUÍFEROS

De acordo com Capucci *et. al.* (2001), os aquíferos ou reservatórios naturais de água subterrânea são formações rochosas ou camadas geológicas que armazenam e transmitem água em quantidades economicamente viáveis de extração. Os aquíferos fornecem água para poços e nascentes em proporções suficientes, servindo como proveitosas fontes de

abastecimento. Por meio dos aquíferos, os cursos de águas superficiais são mantidos estáveis e o excesso de água (transbordamento) é evitado através da absorção da água da chuva.

2.2.1 Tipos de Aquíferos Quanto à Pressão da Água

De acordo com a pressão da água armazenada, os aquíferos podem ser de dois tipos.

1 Não confinados (freáticos ou livres)

Denomina-se também água num aquífero livre como lençol freático. Trata-se de uma formação geológica permeável, limitada superiormente pelo nível freático (superfície do lençol), e totalmente saturada de água. A base é formada por uma camada impermeável ou semipermeável. A superfície livre de água nesse aquífero equivale à superfície piezométrica e encontra-se sob pressão atmosférica.

O regime de precipitações influencia diretamente o nível de água dos aquíferos livres, contribuindo para o aumento ou a redução do volume de água. Assim, a recarga é feita no próprio local, em toda a extensão da formação – recarga direta.

O aquífero não confinado é o tipo mais comum e mais explorado para o abastecimento público, industrial e irrigação. Isto deve-se basicamente às suas pequenas profundidades, fator predominante para menores custos de execução e de operação de poços tubulares. Porém, são também os que apresentam maiores problemas de poluição e contaminação.

2 Confinados (artesianos)

As formações geológicas portadoras de água sobrepostas por camadas impermeáveis são denominadas aquíferos confinados. A água num aquífero confinado é também dita lençol artesianos. Nesse caso a água subterrânea está confinada sob uma pressão superior à atmosférica.

Pelo fato de a água encontrar-se a uma pressão superior à atmosférica, quando se faz uma perfuração, a água sobe até a superfície piezométrica que está sempre situada acima do topo do aquífero. Em casos onde as pressões são mais elevadas, as cotas piezométricas

podem situar-se acima das cotas altimétricas do terreno, fazendo com que, diante de perfurações, a água chegue até a superfície sob a forma de repuxo.

O seu reabastecimento ou recarga, através das chuvas, dá-se preferencialmente nos locais onde a formação aflora à superfície. Os aquíferos confinados também podem receber suprimentos indiretos de água que escoam por drenança vertical através de formações superiores semi-permeáveis. Sistemas aquíferos confinados quase sempre estão em locais onde ocorrem rochas sedimentares profundas – bacias sedimentares (IGM, 2001).

A FIGURA 3 ilustra um aquífero confinado e não confinado.



FIGURA 3 – Tipos de aquíferos quanto à pressão
Fonte: Adaptado de IGM (2001) apud SEGANTINI (2010).

2.2.2 Tipos de Aquíferos Quanto à Porosidade

Quanto à porosidade, os aquíferos podem ser classificados como:

1 Aquíferos Porosos

Esses tipos de aquíferos apresentam espaços vazios de pequenas dimensões (poros), por onde a água circula. Estão associados com rochas do tipo sedimentares consolidadas, solos arenosos e sedimentos inconsolidados. Representam o grupo de aquíferos mais importantes, devido ao grande volume de água que armazenam e também por serem

encontrados em muitas áreas. A FIGURA 4 ilustra um esquema de aquífero poroso/sedimentar.

Quanto à porosidade, os aquíferos podem ser classificados como:

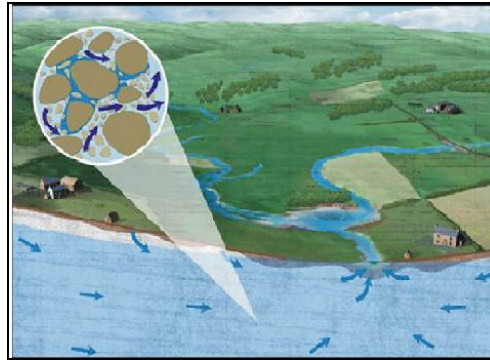


FIGURA 4 – Poroso/sedimentar
Fonte: VIERO, A. P. – UFRGS/CREA

2 Aquíferos Fraturados ou Fissurados:

São caracterizados por possuírem fraturas abertas que acumulam água. Estas fraturas representam o resultado de alguma deformação sofrida por uma rocha quando esta é submetida a esforços tensionais de natureza diversa. Os aquíferos fraturados estão associados com rochas do tipo ígneas e metamórficas ou até mesmo sedimentares submetidas à dissolução pela água, fenômeno muito comum em rochas calcárias. A FIGURA 5 ilustra um aquífero fraturado/ fissural.

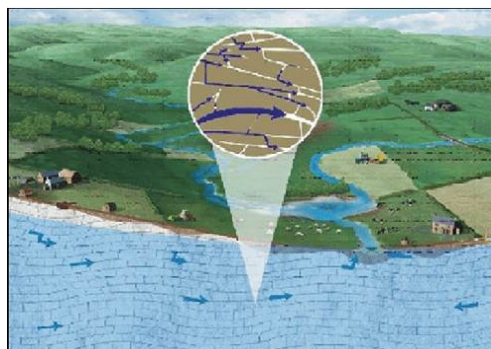


FIGURA 5 – Fraturado/fissural
Fonte: VIERO, A. P. – UFRGS/CREA

2.3 PARÂMETROS HIDROGEOLÓGICOS

A potencialidade de um aquífero, no que tange à sua exploração e sua vazão de segurança, está relacionada com seus parâmetros hidrogeológicos, onde os mais importantes são representados pela porosidade total, porosidade efetiva, espessura saturada, condutividade hidráulica, transmissividade, coeficiente de armazenamento, rendimento específico, carga hidráulica e velocidade de percolação.

Estas grandezas não só descrevem as aparências físicas dos aquíferos, como também são importantes para a sua adequada gestão, uma vez que são utilizadas para as estimativas dos campos hidrodinâmicos referentes ao escoamento das águas dentro do manancial subterrâneo. Assim, os modelos matemáticos que descrevem o escoamento de águas subterrâneas apresentam estes parâmetros relacionados nas equações.

2.3.1 Condutividade Hidráulica (K)

Henry Darcy foi um dos pioneiros em estudos relacionados aos escoamentos em meios porosos. Foi possível concluir, através de experimentos, que a vazão era diretamente proporcional à carga hidrostática e inversamente proporcional à espessura da camada (FETTER, 2001). A lei de Darcy é universalmente representada como:

$$Q = -K \cdot A \cdot \left(\frac{h_a - h_b}{L} \right) \quad (6)$$

Em que:

Q = vazão entre os pontos A e B [L^3/T];

K = constante de proporcionalidade ou condutividade hidráulica [L/T];

A = Área da seção transversal do meio poroso [L^2];

$(h_a - h_b)$ = diferença de pressão entre os dois pontos A e B [L]; e

L = comprimento da formação porosa entre os pontos A e B [L].

Substituindo também $\Delta h = h_a - h_b$, tem-se:

$$q = -K \frac{\Delta h}{L} \quad (7)$$

Onde:

q = velocidade aparente ou de Darcy [L/T]

Considerando uma análise diferencial, com volumes infinitesimais de meio poroso saturado, pode-se trocar $\frac{\Delta h}{L}$ pelo $grad(h)$ que significa gradiente da carga hidráulica ao longo de cada uma das três direções. Sendo assim:

$$q = -K \cdot gradh \quad (8)$$

Na equação (8) K é o tensor de condutividade hidráulica, entendido como um parâmetro que traduz a facilidade com que a água se movimenta ao longo do perfil da formação geológica. Segundo Fetter (2001), o coeficiente de proporcionalidade K , considera as características do meio, incluindo porosidade, forma, tamanho e arranjo das partículas, bem como as características do fluido que está escoando (viscosidade e massa específica). O sinal negativo deve-se ao fato do escoamento ocorrer na direção oposta do gradiente.

Através dos parâmetros do meio e do fluido, a condutividade hidráulica pode ser descrita da seguinte forma (FETTER, 2001):

$$K = \kappa \left(\frac{\rho \cdot g}{\mu} \right) \quad (9)$$

Onde:

K = condutividade hidráulica [L/T];

κ = permeabilidade intrínseca do meio poroso [L²];

ρ = massa específica do fluido [M/L³];

μ = viscosidade absoluta do fluido [M/LT];

g = aceleração da gravidade [L/T²].

A permeabilidade intrínseca é uma propriedade das formações geológicas que depende apenas do material poroso, da sua granulometria e disposição estrutural. Esta propriedade não deve, portanto, ser confundida com a condutividade hidráulica.

Para a Lei de Darcy ter aplicabilidade, é preciso respeitar um limite para o número de Reynolds, cuja a expressão, em meios porosos, é fornecida pela equação (10).

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot dm}{\mu} \quad (10)$$

Onde:

Re = número de Reynolds;

ρ = densidade do fluido [Kg/m^3];

v = velocidade [m/s];

dm = diâmetro médio dos grãos [m];

μ = viscosidade do fluido [$Kg / m \cdot s$];

A Lei de Darcy só é válida quando $Re < 1$. A maioria dos escoamentos subterrâneos ocorre com $Re < 1$, exceto aqueles que acontecem em grandes fraturas ou em regiões muito específicas onde os gradientes de pressão são muito elevados.

Define-se heterogeneidade em água subterrânea quando uma determinada característica, no caso a condutividade hidráulica, apresenta-se diferente de um ponto ao outro em um mesmo aquífero ou região do aquífero. Já a anisotropia é verificada quando a condutividade hidráulica varia com a direção. Neste caso, as propriedades físicas que variam são as propriedades vetoriais correspondentes a cada uma das direções das condutividades hidráulicas.

As formações heterogêneas são uma regra na natureza, pois a condutividade hidráulica varia de um local para outro no aquífero. Tanto a anisotropia quanto a heterogeneidade; e seus opostos isotropia e homogeneidade, podem ser entendidos quando se visualiza a FIGURA 6.

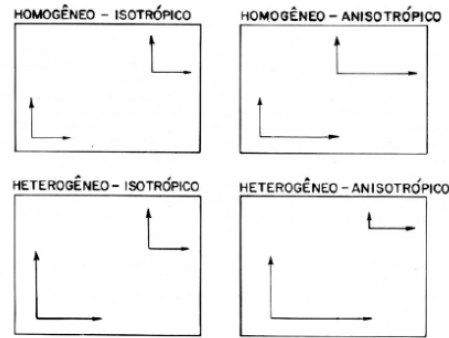


FIGURA 6 – Reapresentação gráfica de heterogeneidade e anisotropia
Fonte: FREEZE e CHERRY (1979).

A FIGURA 6 ilustra que, em meios homogêneos, o valor da condutividade hidráulica K independe da posição dentro de uma formação geológica, que se constitui de apenas um tipo de material; por outro lado, em meios heterogêneos o valor da condutividade hidráulica K é dependente da posição dentro de uma formação geológica, que se constitui em mais de um tipo de material. Quando o valor da condutividade hidráulica K é independente da direção de medição em um ponto dentro da formação geológica tem-se um meio isotrópico, caso contrário chama-se de um meio anisotrópico.

2.3.2 Transmissividade (T)

A transmissividade (T) é um parâmetro hidrogeológico que corresponde à capacidade de um meio para transmitir água, ou seja, determina a quantidade de água que pode ser transmitida horizontalmente por unidade de largura de uma camada saturada de um aquífero, sob um gradiente hidráulico unitário. O produto da condutividade hidráulica do aquífero pela sua espessura saturada (b) determina a transmissividade, segundo a Equação (11).

$$T = K \cdot b \quad (11)$$

Em que:

T = transmissividade [m^2/s];

b = espessura saturada do aquífero [m];

K = condutividade hidráulica [m/s];

2.3.3 Coeficiente de Armazenamento (S)

O coeficiente de armazenamento (S) é um adimensional que pode ser definido como o volume de água absorvido ou expelido pelo aquífero, por unidade de área superficial, quando submetido a uma variação unitária da carga piezométrica. Esse parâmetro indica a quantidade de água que pode ser removida da formação por bombeamento ou por drenagem.

2.3.4 Rendimento Específico (S_y)

A porcentagem de água que está livre para escoar pelo aquífero sob influência da gravidade é definida como rendimento específico.

O rendimento específico não é igual à porosidade total do meio porque as forças de tensão molecular e de superfície no espaço poroso mantêm uma parte da água nos vazios. Alguns valores médios são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores de Porosidade e Rendimento Específico

Material do Aquífero		Porosidade (%)	Rendimento Específico (%)	Condutividade (m/s)
Não consolidado	Argila	55	3	$1,2 \times 10^{-6}$
	Argiloso	35	5	$6,4 \times 10^{-6}$
	Areia Fina	45	10	$3,5 \times 10^{-5}$
	Areia Média	37	25	$1,5 \times 10^{-4}$
	Areia Grossa	30	25	$6,9 \times 10^{-4}$
	Areia e Pedregulho	20	16	$6,1 \times 10^{-4}$
	Pedregulho	25	22	$6,4 \times 10^{-3}$
Consolidado	Xisto	<5	3	$1,2 \times 10^{-12}$
	Granito	<1	0	$1,2 \times 10^{-10}$
	Arenito	15	5	$5,8 \times 10^{-7}$
	Calcário	15	2	$5,8 \times 10^{-6}$
	Rocha Fraturada	5	2	$5,8 \times 10^{-5}$

Fonte: WENDLAND (2001)

Para aquíferos livres, o coeficiente de armazenamento (S) é a relação entre o volume de água retirado e a redução do volume do aquífero, decorrente de um rebaixamento na superfície piezométrica (Δh):

$$S = \frac{\Delta V_{\text{drenado}}}{V_{\text{aquífero}}} = \frac{A \cdot \Delta h \cdot n_e}{A \cdot \Delta h} = n_e = S_y \quad (12)$$

Em que, S_y = rendimento específico, equivalente ao valor da porosidade efetiva do aquífero.

Nos aquíferos livres, o rebaixamento da superfície freática resulta da drenagem do meio poroso até o limite da capacidade de campo. Na realidade e, a rigor, o coeficiente de armazenamento de um aquífero livre pode ser definido como:

$$S = S_y + b \cdot Ss \quad (13)$$

Em que:

b = espessura do aquífero [L];

Ss = armazenamento específico [L^{-1}].

Assim, o produto $b \cdot Ss$ resulta da compressão do esqueleto rochoso apenas nos instantes iniciais de um bombeamento. Dessa forma, em aquíferos livres $S \cong S_y$.

Devido às diferenças na origem do armazenamento, o coeficiente de armazenamento para aquíferos livres é muito maior do que o coeficiente para aquíferos confinados. Isto indica que, para uma mesma redução de carga hidráulica o aquífero livre libera mais água do que o confinado.

2.3.5 Carga Hidráulica

A carga hidráulica corresponde à soma das energias potencial, de pressão e cinética, da água em determinada seção do aquífero, todas por unidade de peso de água. A FIGURA 7 ilustra as três cargas energéticas que compõem a carga total, ou hidráulica, em uma determinada seção de um aquífero livre.

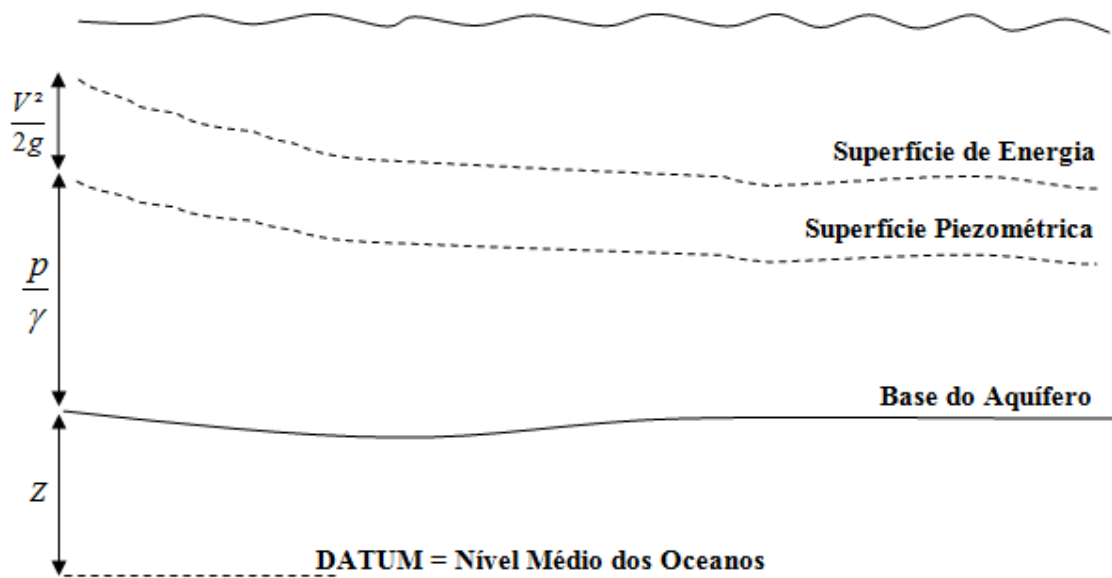


FIGURA 7 – Cargas energéticas

Assim, de acordo com a FIGURA 7, podem ser definidas as seguintes cargas energéticas:

- Z = cota da base do aquífero em relação a um nível de referência fixo (*datum*) \equiv carga potencial (energia potencial por unidade de peso de água). Um *datum* normalmente utilizado é o nível médio dos oceanos. Este nível de referência foi utilizado neste trabalho.
- $\frac{p}{\gamma} = b$ = espessura saturada do aquífero livre \equiv carga piezométrica (energia de pressão por unidade de peso de água);
- $\frac{V^2}{2g}$ = carga cinética do escoamento (energia cinética por unidade de peso de água);

A carga energética total do escoamento, aqui chamada de carga hidráulica, pode ser calculada como:

$$H = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = h \quad (14)$$

Em águas subterrâneas, principalmente no que se refere ao escoamento em meios porosos granulares, o termo que representa a energia cinética ($V^2/2g$) é muito pequeno, por exemplo, uma velocidade de 1 cm/s (escoamento relativamente rápido para águas subterrâneas) corresponde a uma carga de energia cinética da ordem de apenas $0,5 \times 10^{-3}$ cm. Assim, é comum desprezar-se a carga cinética. Tem-se que h é a carga hidráulica, ou cota piezométrica quando o *datum* é tomado como o nível médio dos oceanos. Nesses casos e, considerando aquíferos livres, a cota piezométrica corresponde à cota altimétrica da superfície do lençol. A cota piezométrica é a variável dependente principal que será utilizada nas equações diferenciais abordadas no presente trabalho.

2.3.6 Velocidade de Percolação

A velocidade aparente (q ou velocidade de Darcy) não é exatamente a velocidade real do escoamento através dos poros, mas uma taxa volumétrica de fluxo por unidade de área transversal. A velocidade real através dos poros, variável de grande importância no estudo da dispersão de poluentes em aquíferos, pode ser calculada como:

$$v = \frac{Q}{A_{\text{poros}}} = \frac{Q}{A \cdot n} = \frac{q}{n} \quad (15)$$

Em que,

v = velocidade real [LT^{-1}];

q = velocidade de Darcy [LT^{-1}];

n = porosidade total do meio (adimensional).

A Equação (15) é mais adequada para aquíferos confinados, onde todos os poros continuam preenchidos, independentemente da retirada de água. Em aquíferos livres, como somente parte da porosidade é drenável, a porosidade efetiva passa a ser o denominador mais adequado para o cálculo da velocidade de percolação, como mostra a Equação (16).

$$v = \frac{q}{n_e} \quad (16)$$

Note-se que sempre $v > q$, pois os espaços intergranulares são os únicos disponíveis para o escoamento da água. Ainda mais no caso de aquíferos livres, como parte da água fica retida, os espaços livres para passagem da água são mais reduzidos.

2.4 MODELAGEM MATEMÁTICA EM ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

A quantificação do escoamento em águas subterrâneas é fundamental para a proteção dos recursos hídricos subterrâneos. Existem duas maneiras para se estimar as variáveis e parâmetros dos escoamentos subterrâneos, seja através das medidas de campo ou então por modelagem matemática. A abordagem utilizando as medidas de campo é a mais direta e a mais precisa. Entretanto, raramente é utilizada com exclusividade, devido aos seus altos custos e aos longos prazos que necessita para caracterizar o seu comportamento (CLEARY, 1991). Os modelos matemáticos empregam uma equação, ou uma série de equações, que simulam e prevêm respostas hidrodinâmicas e físico-químicas de um aquífero sujeito a perturbações, tais como poços de injeção ou extração, ou a migração de um resíduo tóxico (CLEARY, 1991).

Muitos fenômenos na área de engenharia são modelados por equações diferenciais. Adicionalmente recorre-se com frequência ao uso de métodos numéricos para se obter a solução de uma equação diferencial sujeita a uma dada condição. Os métodos numéricos correspondem a um conjunto de ferramentas ou procedimentos usados para se obter a solução de problemas matemáticos de forma aproximada. Esses métodos aplicam-se a problemas que não apresentam uma solução analítica exata e, portanto, precisam ser resolvidos numericamente. Justamente no estudo abordado neste trabalho, o aquífero a ser simulado apresenta uma grande variação espacial dos parâmetros. Diante desta característica, destaca-se a ampla utilidade dos métodos numéricos na modelagem do escoamento das águas subterrâneas.

Vários trabalhos relevantes no assunto utilizam o método de diferenças finitas. Como por exemplo, Nobre e Nobre (2001), que utilizaram essa ferramenta para simular o comportamento do aquífero que abastece a cidade de Maceió, AL. Tal método numérico também foi aplicado por Lazarim e Loureiro (2000) no desenvolvimento de um modelo

hidrogeológico computacional no Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais. Em outro artigo, Mendonça et al. (2001) simularam o escoamento subterrâneo dos aquíferos da Chapada do Araripe, em Pernambuco, utilizando o método das diferenças finitas.

O método de diferenças finitas é uma representação discretizada em um ponto (CLEARY, 1989). Consiste na aproximação das derivadas por expressões algébricas, que são válidas apenas para pontos discretos, ao contrário dos modelos analíticos, cujas funções são válidas para qualquer ponto do domínio. Como resultado da aproximação, a equação diferencial parcial que descreve o problema é substituída por um número finito de equações algébricas, escritas em termos dos valores da variável dependente nos pontos selecionados. A discretização em diferenças finitas normalmente é feita com uma malha retangular, com espaçamentos que podem ser constantes, variar ao longo de cada eixo ou variar de um eixo para outro. Cada quadrícula corresponde a um nó, onde se armazenam as incógnitas do problema. Quanto maior for o número de nós, teoricamente mais próximo do real estará o modelo, pois cada conjunto de parâmetros atribuídos a um ponto é considerado constante para cada célula (ou quadrícula) à sua volta. A FIGURA 8 ilustra o esquema de uma malha de discretização.

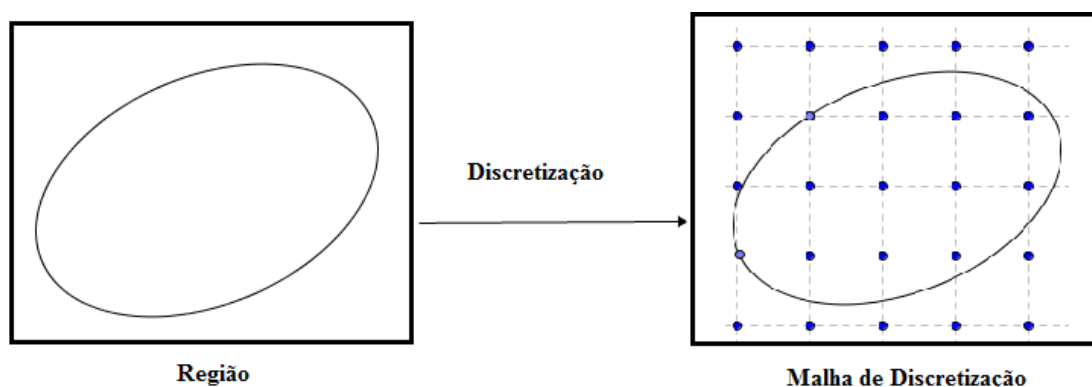


FIGURA 8 – Representação de uma malha de discretização

Como há vários trabalhos científicos sobre modelagem em águas subterrâneas, em termos de revisão de literatura, este texto apresenta três estudos de caso onde foram abordadas as modelagens matemáticas em águas subterrâneas para o estudo do rebaixamento de cotas piezométricas em função do bombeamento de poços, que é o problema no presente estudo.

O primeiro caso de estudo foi o artigo intitulado “Modelo numérico de fluxo do sistema aquífero Guarani (SAG) em áreas de afloramentos – Artigas (UY)/Quarai (BR)”, Sapriza *et al* (2011), localizadas na fronteira entre Brasil e Uruguai. Os poços perfurados no Sistema Aquífero Guarani (SAG) representam o principal manancial para o abastecimento público local, e seu bombeamento vem ocasionando o rebaixamento dos níveis piezométricos do aquífero. Com o objetivo de se reproduzir a piezometria atual do aquífero, foi efetuada uma simulação numérica de escoamento das águas subterrâneas em regime permanente, utilizando-se o pacote comercial MODFLOW.

Para a referida simulação, a área foi discretizada em duas camadas com 16284 células cada uma; a primeira camada reproduz os basaltos e afloramentos do SAG, e a segunda reproduz o sistema aquífero propriamente dito; os parâmetros calibrados foram recarga, condutividade hidráulica, altura das lâminas de água no leito dos rios e condutância do leito. A simulação resultou na reprodução da superfície piezométrica observada na FIGURA 9.

Os resultados obtidos pela simulação numérica para a área de recarga/afloramentos do Sistema Aquífero Guarani, na região das cidades de Quarai e Artigas, permitiram reproduzir a superfície piezométrica do aquífero nesta região, afetada pelo bombeamento excessivo e concentrado em área reduzida. Além disto, a simulação apresentou uma boa correlação entre os níveis calculados e os observados, e na estimativa da taxa de recarga que alimenta o SAG.

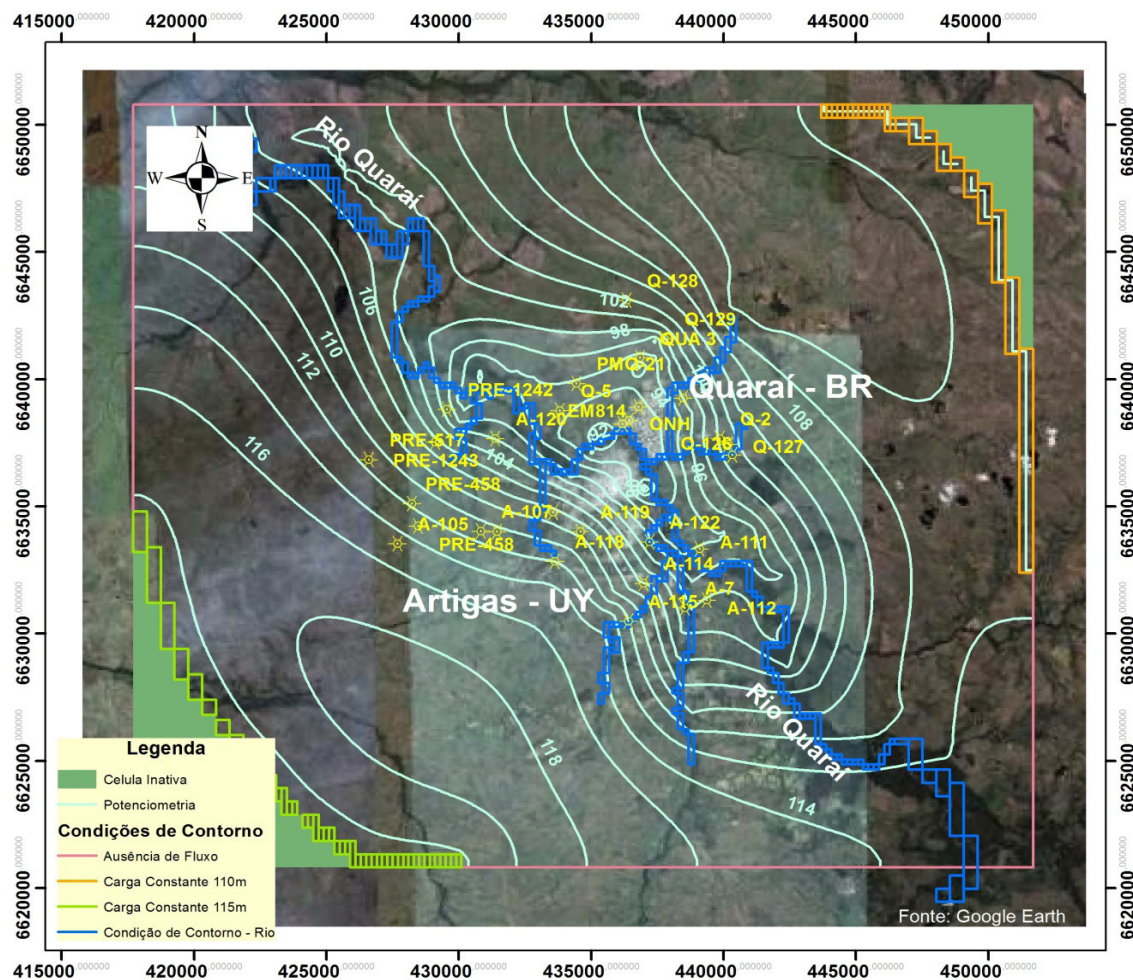


FIGURA 9 – Mapa com a piezometria calculada a partir da simulação numérica de escoamento para a área em estudo

Fonte: SAPRIZA et al. (2011)

O segundo trabalho intitulado “Modelagem do fluxo subterrâneo nos Aquíferos da Planície do Recife e seus encaixes”, Monteiro (2000), aborda um modelo matemático para o estudo da exploração desordenada e excessiva de água subterrânea dos aquíferos Beberibe e Cabo na Planície do Recife.

Em 1998, um estudo hidrogeológico realizado na região metropolitana do Recife – Projeto HIDROREC (Costa et al. – 1998), realizado através de um convênio entre o International Development Reserch Center – IDRC do Canadá e a Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, revelou rebaixamentos da superfície piezométrica na ordem de 50 m no período de 1978 a 1998.

Para fornecer mais subsídios ao Órgão Gestor dos Recursos Hídricos do Estado de Pernambuco, foi realizada a simulação de três cenários. O primeiro cenário contemplava o funcionamento dos poços utilizados na série histórica, mantendo-se as atuais descargas no período de 10 anos. O segundo cenário simulou a evolução dos rebaixamentos das cargas piezométricas, aumentando-se a retirada diária em algumas regiões para o dobro num mesmo período de 10 anos. Já o terceiro cenário simulou a evolução dos rebaixamentos das cargas piezométricas se a retirada diária na mesma região do segundo cenário em 10 anos fosse diminuída pela metade.

A pesquisa mostrou que a simulação do primeiro cenário levaria a uma estabilização das cargas piezométricas no período de simulação, já o segundo cenário induziria à exaustão do Aquífero Cabo em algumas regiões. E, por último, o terceiro cenário configurou a recuperação geral dos níveis do Aquífero Cabo em regiões que eram consideradas críticas.

Ainda em termos de revisão de literatura, cita-se o artigo intitulado “Um modelo híbrido para simulação de escoamento em aquíferos situados em zonas urbanas”, Alamy Filho e Segantini (2010), onde foram apresentados os fundamentos de um modelo híbrido de acoplamento entre soluções analíticas e numéricas, aplicadas na simulação horizontal de escoamento em aquíferos não confinados. Esse modelo visa a aplicações preferenciais em zonas urbanas que apresentam redes de poços tubulares distribuídos na sua área. O referido trabalho foi aplicado na zona urbana de Araguari, situada no Estado de Minas Gerais, Brasil. Nesse sentido, foi estabelecida uma malha estruturada e regular de pontos nodais, nos quais as cotas piezométricas foram calculadas mediante solução numérica pelo método de diferenças finitas. Como a área escolhida para a simulação do modelo proposto no presente trabalho foi a mesma, os resultados do modelo híbrido serão utilizados como base de comparação, conforme será visto no Capítulo 5.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

Neste capítulo, descreve-se a sequência e a estrutura metodológica utilizada na pesquisa. A primeira fase da pesquisa baseou-se no levantamento de dados hidrogeológicos. Nesta etapa, os dados foram diretamente obtidos da pesquisa realizada por Segantini (2010), que mapeou os parâmetros hidrogeológicos do aquífero Bauru na região subjacente à zona urbana de Araguari, MG. Salienta-se que a seleção desta área para aplicação do modelo proposto baseou-se simplesmente na disponibilidade de dados pontuais sobre o aquífero. Isto quer dizer que o modelo, aqui apresentado, em princípio pode ser aplicado para qualquer aquífero livre, desde que valores pontuais dos parâmetros hidrogeológicos estejam disponíveis. Na etapa seguinte, um procedimento de interpolação espacial foi aplicado para transferir os valores dos parâmetros do aquífero para os nós de uma malha cartesiana de diferenças finitas. Na etapa de processamento propriamente dito, o modelo proposto foi implementado em linguagem *Visual Basic* aplicada ao Excel. Os resultados forneceram a cota piezométrica do aquífero como variável principal.

3.1 PARÂMETROS DO AQUÍFERO

Os dados de base para esta pesquisa foram retirados de Segantini (2010), que agrupou uma série de informações pontuais, disponíveis na literatura, sobre o aquífero sotoposto à zona urbana de Araguari, MG. Nesse trabalho, encontram-se reunidos dados como: cotas do nível do terreno, cotas do topo do basalto, cota dos níveis dinâmico e estático, dados operacionais dos poços e, principalmente, os parâmetros hidrogeológicos do aquífero. Nesse sentido, os dados utilizados diretamente para elaboração do presente modelo foram a

condutividade hidráulica (K), o rendimento específico (S_y), a cota de base do aquífero – cota de topo dos basaltos – além da cota piezométrica, que foi utilizada como condição inicial do modelo.

As FIGURAS 10, 11 e 12 ilustram os pontos onde alguns dados hidrogeológicos e geométricos do aquífero foram levantados.

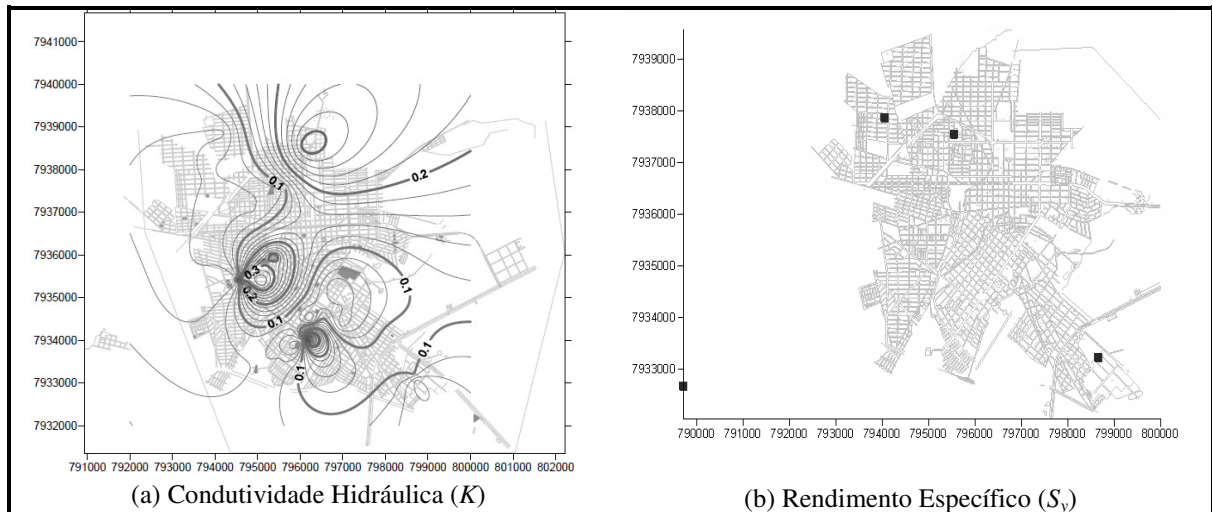


FIGURA 10 – Locais onde foram levantados os valores de condutividade hidráulica (K) e de rendimento específico (S_y)

Fonte: FILHO, A. e SEGANTINI, M. (2010).

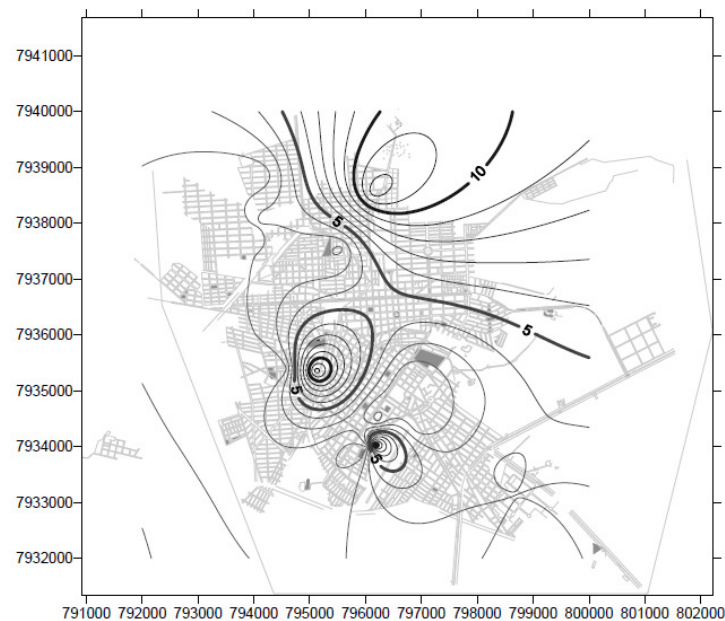


FIGURA 11 – Contornos de transmissividade (m^2/h)

Fonte: ALAMY FILHO e SEGANTINI (2010).

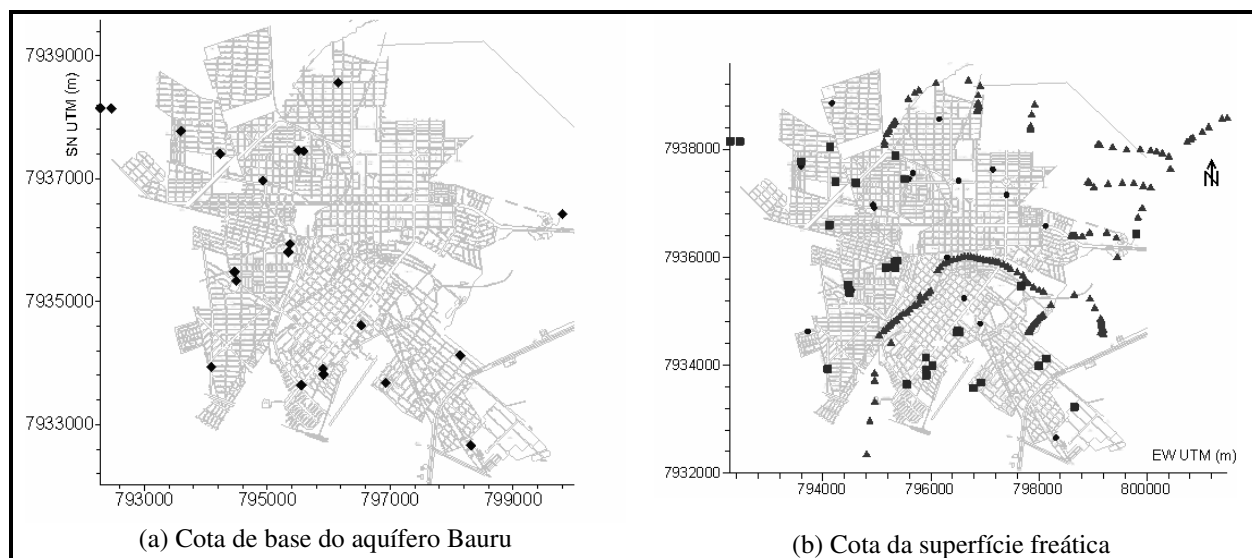


FIGURA 12 – Pontos onde foram levantadas as cotas de base do aquífero Bauru, correspondentes aos topos dos basaltos da formação Serra Geral, e as cotas da superfície piezométrica

Fonte: ALAMY FILHO e SEGANTINI (2010).

As cotas da superfície piezométrica – nível freático – foram extraídas de poços tubulares distribuídos irregularmente pela malha urbana. Além disto, partiu-se da hipótese da existência de conexão hidráulica entre os corpos de água superficiais e o aquífero, de forma que alguns pontos, coletados ao longo dos talwegues, também serviram de base para fixação do nível freático. Esta hipótese de conexão hidráulica é sugerida pela presença de brejos que margeiam os córregos que drenam a área. Medições realizadas por Souza (2009) e Segantini (2010), em poços próximos dos córregos, revelaram que a superfície do lençol está a poucos metros de profundidade nesses setores, fator que tende a ratificar a hipótese de conexão hidráulica. Assim, além dos níveis freáticos, obtidos em alguns poços, também foram considerados pontos situados nos talwegues da zona urbana analisada. Nestes casos, a cota da superfície freática foi fixada como sendo igual à cota altimétrica do terreno, nos pontos em que as curvas de nível interceptam os córregos. A consideração destes pontos adicionais, dispostos ao longo dos canais urbanos, propicia um formato mais realista para a superfície piezométrica, indicando convergência da água subterrânea para a rede de drenagem natural de superfície.

3.2 INTERPOLAÇÕES ESPACIAIS

A interpolação é um processo que estima o valor de atributos em locais não amostrados, a partir de medições feitas dentro da mesma área ou região. Este procedimento é utilizado para converter dados de observações pontuais para superfícies contínuas, sendo que os padrões espaciais amostrados por estas medidas podem ser comparados com os padrões espaciais obtidos por estimação (BURROUGH e MCDONNELL, 1998).

Neste trabalho, o método de Kriging foi utilizado para a interpolação espacial. Esta interpolação assume que há correlações entre os valores dos diversos parâmetros do aquífero, recolhidos em determinados pontos amostrais, com seus valores estimados nos nós da malha de discretização. O termo Krigagem abrange um conjunto de métodos, sendo os mais usuais os seguintes: Krigagem Simples e Krigagem Ordinária. O primeiro assume que as médias locais são relativamente constantes e de valor muito semelhante à média da população que é conhecida. A média da população é utilizada para cada estimação local, em conjunto com os pontos vizinhos estabelecidos como necessários para a estimativa. O segundo assume que as médias locais não são necessariamente próximas da média da população, usando-se apenas os pontos vizinhos para estimar. Este último é o método mais usado em problemas ambientais. No processo básico da Krigagem Ordinária, a estimativa é feita para determinar um valor médio em um local não amostrado.

Uma vez que os dados do aquífero, organizados por Segantini (2010), são pontuais a interpolação espacial atua como uma forma de transferência de informações para os nós de uma malha estruturada e cartesiana, a qual será utilizada nos cálculos. A FIGURA 13 ilustra o processo interpolação em que, no primeiro momento, há valores pontuais de uma variável ou de um parâmetro genérico (ϕ), obtidos em campo ou extraídos da literatura. Após a Krigagem, os valores de (ϕ) são estimados em cada nó da malha de discretização.

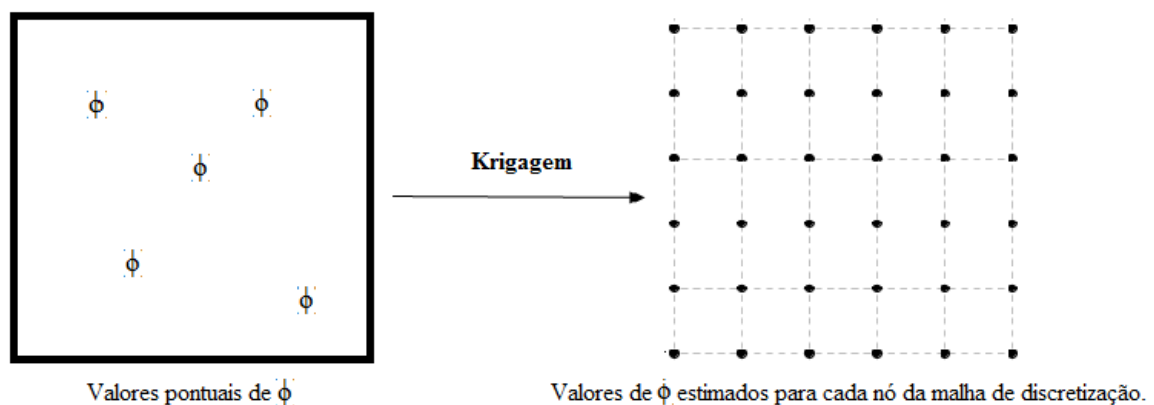


FIGURA 13 – Esquema de transferência de informações entre pontos amostrais e os nós de uma malha de discretização

O presente trabalho utilizou o programa computacional *Surfer10* para realizar as interpolações espaciais. Nesse contexto, foram construídas matrizes de 250 linhas por 250 colunas, cujos valores representam dados de entrada para o programa de simulação. Foram criadas matrizes para armazenamento dos valores de condutividade hidráulica nas três direções (K_x , K_y e K_z), redimento específico (S_y), cota de base do aquífero (b_a) e a cota inicial da superfície piezométrica (h_o).

A opção pelo uso de uma malha de 250×250 pontos baseou-se na capacidade de armazenamento das planilhas do Excel, as quais apresentam um número máximo de 65000 linhas. Apesar disso, discretizações mais refinadas também seriam possíveis, caso os valores de um mesmo parâmetro ou variável fossem armazenados em mais de uma coluna.

3.3 EQUAÇÕES DIFERENCIAIS GOVERNANTES DO ESCOAMENTO SUBTERRÂNEO

A equação governante do escoamento subterrâneo baseia-se na aplicação do princípio de Conservação de Massa em um elemento de volume infinitesimal do aquífero. Para a utilização deste princípio, torna-se conveniente a definição de descarga e de fluxo de massa. Define-se descarga de massa como sendo a massa de água transferida entre dois pontos por unidade de tempo, ou seja:

$$\dot{M} = \frac{\Delta M}{\Delta t} \quad (17)$$

Em que: $[\dot{M}] = [MT^{-1}]$.

Já o fluxo de massa é a massa de água transferida por unidade de tempo e de área, assim:

$$\dot{m} = \frac{\Delta M}{\Delta t \cdot A} = \frac{\dot{M}}{A} \quad (18)$$

Em que: $[\dot{m}] = [MT^{-1}L^{-2}]$.

Para construção da equação diferencial governante, analisam-se fluxos de massa que atravessam as seis faces do elemento infinitesimal de volume, conforme ilustra a FIGURA 14.

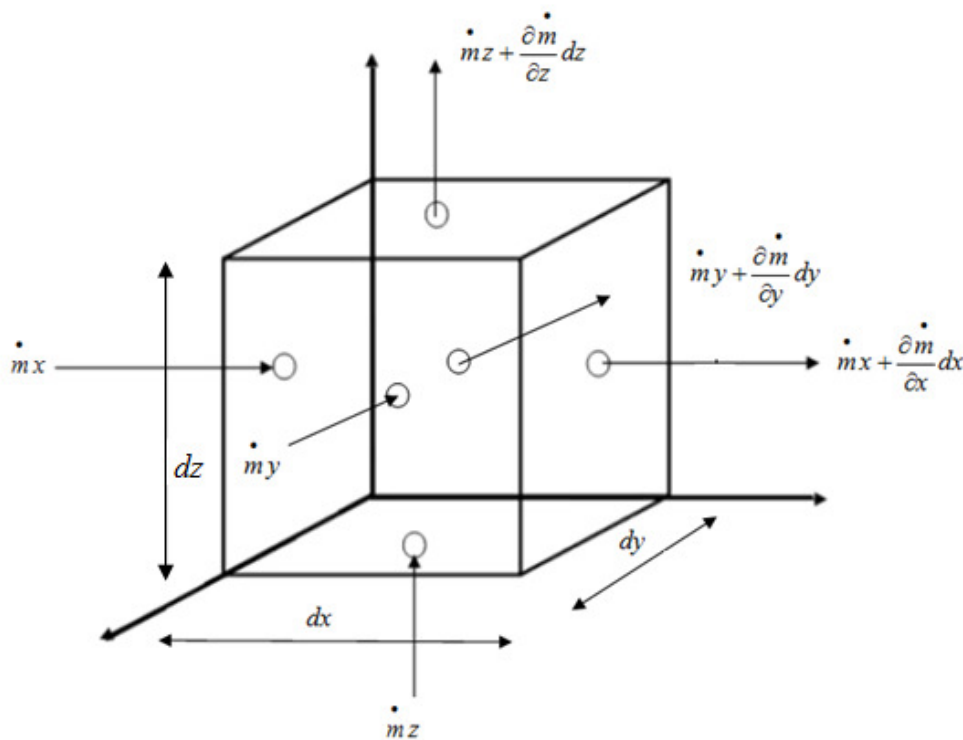


FIGURA 14 - Fluxo de água escoando um meio poroso e atravessando um volume elementar representativo.

Da aplicação do princípio de Conservação de Massa:

$$\frac{dM}{dt} = \frac{M_{entra} - M_{sai}}{dt} = \dot{M}_{entra} - \dot{M}_{sai} = \dot{m}_{entra} . A_{entra} - \dot{m}_{sai} . A_{sai} \quad (19)$$

Analizando as descargas de massa de entrada e de saída; e escrevendo-as em função dos fluxos de massa:

$$\begin{cases} \dot{M}_{sai} = (\dot{m}_x + \frac{\partial \dot{m}_x}{\partial x} . dx) dy . dz + (\dot{m}_y + \frac{\partial \dot{m}_y}{\partial y} . dy) dx . dz + (\dot{m}_z + \frac{\partial \dot{m}_z}{\partial z} . dz) dx . dy \\ \dot{M}_{entra} = \dot{m}_x . dydz + \dot{m}_y . dxdz + \dot{m}_z . dxdy \end{cases} \quad (20)$$

Assim, substituindo a equação (20) na equação (19), tem-se que:

$$\frac{dM}{dt} = - \frac{\partial \dot{m}_x}{\partial x} . dxdydz - \frac{\partial \dot{m}_y}{\partial y} . dxdydz - \frac{\partial \dot{m}_z}{\partial z} . dxdydz \quad (21)$$

Os fluxos de massa de água que cruzam as faces do elemento infinitesimal de volume de aquífero são diretamente proporcionais à velocidade de escoamento. Em outras palavras, quanto mais rápido a água atravessa uma determinada área, mais massa de água será conduzida através dessa área. Assim, pode-se escrever o fluxo de massa, em cada direção, como o produto de uma constante de proporcionalidade, a massa específica da água, pela velocidade aparente de escoamento, calculada pela Lei de Darcy.

$$\dot{m}_i \propto q_i \Rightarrow \dot{m}_i = \text{cte} . q_i = \rho . q_i \quad (22)$$

Em que: \dot{m}_i = fluxo de massa na direção i .

Voltando à Equação de conservação – equação 21 – e aplicando a Lei de Darcy na quantificação das velocidades aparentes nas três direções:

$$\frac{dM}{dt} = - \left[\frac{\partial(\rho \cdot qx)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho \cdot qy)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho \cdot qz)}{\partial z} \right] dxdydz \quad (23)$$

$$\frac{dM}{dt} = - \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(-\rho \cdot K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\rho \cdot K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-\rho \cdot K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] dxdydz \quad (24)$$

$$\frac{dM}{dt} = \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\rho \cdot K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\rho \cdot K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\rho \cdot K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] dxdydz \quad (25)$$

Na Equação (25), h é a carga hidráulica (cota piezométrica), que é a variável dependente cuja estimativa é o foco do modelo de escoamento no aquífero. No primeiro membro da Equação (25), está representada a variação de massa de água, dentro do elemento de volume infinitesimal, em relação ao tempo. A partir daqui, a ideia baseia-se na possibilidade de relacionar esta variação com a carga hidráulica no aquífero. Para isto, utiliza-se a definição de um dos parâmetros hidrogeológicos do meio poroso, o armazenamento específico. O armazenamento específico pode ser definido como o volume de água retirado por unidade de volume do aquífero, decorrente de um rebaixamento dh da superfície piezométrica. Matematicamente, esta relação pode ser escrita como:

$$S_s = \frac{dV_{\text{água}}}{V_{\text{água}}} \times \frac{1}{dh} = \frac{dM}{\rho \cdot dxdydz} \times \frac{1}{dh} \Rightarrow dM = S_s \rho dxdydz dh \quad (26)$$

Substituindo na Equação (25):

$$S_s \cdot \rho \cdot dxdydz \cdot \frac{dh}{dt} = \rho \cdot dxdydz \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] \quad (27)$$

$$S_s \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (28)$$

Na forma mais geral, acrescenta os termos fonte/sumidouro na Equação (28). Neste contexto, entende-se, como fonte, a injeção de água dentro do elemento do volume ($G>0$) e sumidouro, a retirada de água dentro do elemento do volume ($G<0$). A equação diferencial final, enfim, pode ser escrita como:

$$S_s \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) + G \quad (29)$$

A Equação (29) é conhecida como equação fundamental para o escoamento das águas subterrâneas. Trata-se de um modelo matemático tridimensional que relaciona a carga hidráulica (h), que é a variável dependente, com parâmetros hidrogeológicos do aquífero (S_s , K_x , K_y e K_z). Além disto, a referida equação relaciona possíveis variáveis operacionais, como poços tubulares, cujo efeito de extração de água pode ser modelado pelo termo sumidouro G . Suprimentos de água por efeitos de recarga também podem ser modelados pela parcela G , a qual passa a funcionar, nesses casos, como um termo fonte.

Em geral, as dimensões horizontais (largura e extensão) dos aquíferos são muitas ordens de grandezas superiores à sua dimensão vertical (espessura). Assim, a Equação (29) pode ser simplificada a partir da sua integração ao longo da espessura saturada do meio poroso. O resultado desta operação fornece um modelo bidimensional integrado na vertical, simplesmente conhecido como modelo 2DH. Assim, aplicando a integração da Equação (29) ao longo da espessura B do aquífero:

$$\int_0^B S_s \cdot \frac{dh}{dt} dz = \int_0^B \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) dz + \int_0^B \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) dz + \int_0^B \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) dz + \int_0^B G \cdot dz \quad (30)$$

Para análises regionais, aplicadas em áreas horizontais mais extensas, as estimativas dos fluxos horizontais de água são mais significativas do que o conhecimento dos fluxos verticais. Nesses casos, tem interesse a determinação das componentes horizontais do vetor velocidade, o qual assume o papel de valor médio ao longo da espessura saturada da formação. Assumindo que os fluxos de água no aquífero são aproximadamente horizontais,

a velocidade vertical é eliminada da Equação (30) ($K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z} = qz \cong 0$). O resultado da integração da Equação (30) resulta em:

$$S_s \cdot \frac{dh}{dt} \cdot B = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \cdot B + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \cdot B + G \cdot B \quad (31)$$

No caso, o coeficiente de armazenamento do aquífero é calculado como o produto do armazenamento específico pela espessura saturada ($S = S_s \cdot B$). O resultado final, fornece uma equação bidimensional, válida para modelagem horizontal do escoamento em aquíferos:

$$S \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(B \cdot K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(B \cdot K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + g(x, y, t) \quad (32)$$

Na Equação (32), a parcela $g = g(x, y, t)$ representa a taxa de entrada ou de saída de água [LT^{-1}], para um instante t , em um ponto do aquífero localizado por coordenadas horizontais $\bar{X} = x, y$.

Para aquíferos livres, tem-se o problema de contorno superior, representada pela superfície do lençol. Nesses casos, a espessura saturada da formação geológica depende do valor da carga hidráulica, sendo, portanto, temporalmente variável. Assim, a espessura saturada é calculada pela diferença entre a carga hidráulica e cota da base do aquífero. Portanto, a equação para aquíferos livres pode ser escrita como:

$$S_y \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(B'(h) \cdot K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(B'(h) \cdot K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + g(x, y, t) \quad (33)$$

Em que S_y é o rendimento específico do aquífero, cujo valor é equivalente à porosidade efetiva da formação geológica. O termo $B' = B'(h)$ representa a espessura saturada do aquífero livre que, conforme já foi comentado, é dependente da cota da superfície freática.

Portanto, a Equação (33) representa o modelo 2DH para aquíferos livres. É conveniente lembrar que, na referida equação, h é a cota piezométrica e K , a condutividade hidráulica.

A referida equação ainda pode ser adaptada para considerar o efeito do bombeamento de poços, como termo sumidouro; e o suprimento de água por recarga direta, como termo fonte. Com isto, o modelo matemático assume a forma final que foi utilizada neste trabalho:

$$S_y \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(B'(h) \cdot K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(B'(h) \cdot K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) - g_1 \cdot \delta + g_2 \quad (34)$$

Em que, g_1 é o termo sumidouro que representa a vazão de água retirada por unidade de área horizontal do aquífero; g_2 é o termo fonte que representa o suprimento de água por recarga direta, decorrente da infiltração da água das chuvas.

Além do significado físico distinto, uma diferença importante entre os termos g_1 e g_2 é que o primeiro representa uma extração de água concentrada em um único ponto, portanto, dependente das coordenadas do poço (\vec{X}_p). Por isto, o termo g_1 é multiplicado pelo delta de Kronecker (δ). O segundo termo representa recarga que é distribuída em uma área. Portanto, trata-se de um suprimento difuso de água. O delta de Kronecker é escrito como:

$$\delta = \begin{cases} 1 & \text{se } \vec{X} = \vec{X}_p \\ 0 & \text{se } \vec{X} \neq \vec{X}_p \end{cases} \quad (35)$$

Neste trabalho, o aquífero foi tratado como isotrópico ($K_x = K_y = K$), por falta de dados de campo revelassem o grau de anisotropia na direção horizontal (plano xy). A espessura saturada B' , é obtida a partir da diferença entre a cota piezométrica local e a cota da base do aquífero ($h - ba$). A Equação (34) é uma equação diferencial parcial. Para a obtenção de sua solução, utilizam-se métodos numéricos, convenientemente implementados em linguagens computacionais. O seção seguinte trata dos métodos numéricos utilizados neste trabalho.

3.4 DISCRETIZAÇÃO

A região de aplicação do modelo, a qual abrange a área urbana de Araguari, MG, foi fixada como quadrado de 8×8 km, o qual, conforme já comentado, foi discretizado por uma malha uniforme de 250×250 pontos. As variáveis e parâmetros, que compõem a Equação governante (34), são armazenados em cada um dos 62500 nós da malha. A FIGURA 15 ilustra a malha cartesiana e o esquema de indexação adotado para os nós.

Neste trabalho, utilizou-se o método de diferenças finitas para tratamento numérico da equação diferencial governante. Neste contexto, todas as derivadas espaciais foram discretizadas por diferenças centrais de segunda ordem. Dois esquemas explícitos foram utilizados para o tratamento da derivada temporal: o esquema de Euler, de primeira ordem, e o esquema de Adams-Bashforth, de quarta ordem.

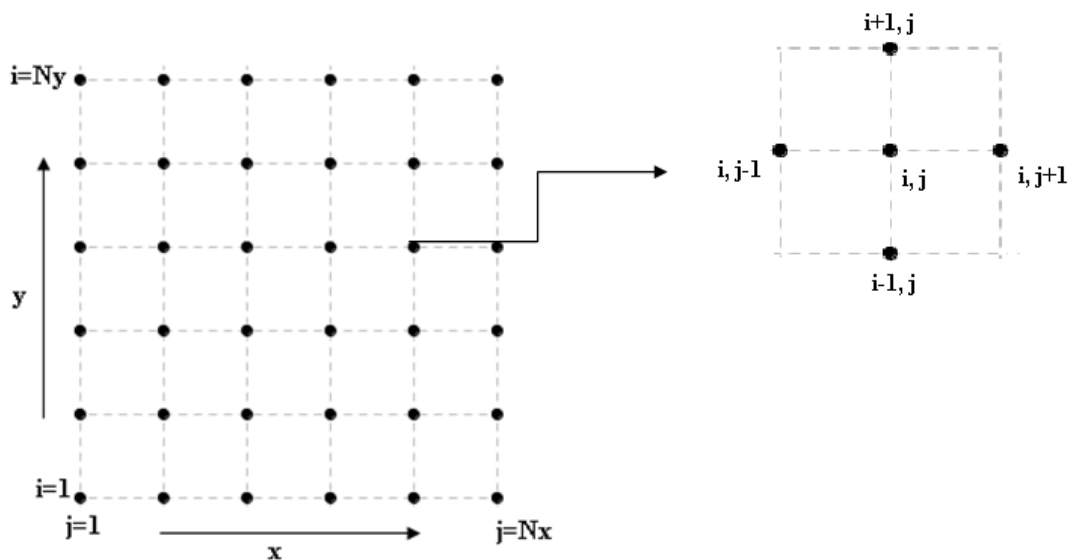


FIGURA 15 - Esquema de malha de discretização e sistema de indexação adotado para os nós.

3.4.1 Esquema de Euler de 1ª Ordem

A partir da Equação (34), que é governante o conjunto de equações discretas, para as derivadas espaciais, é escrito como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Big|_{i,j}^n = \frac{1}{\Delta x} \left[\frac{Kx_{i,j+1} + Kx_{i,j}}{2} \cdot \frac{(h_{i,j+1} - ba_{i,j+1}) + (h_{i,j} - ba_{i,j})}{2} \cdot \left(\frac{h_{i,j+1} - h_{i,j}}{\Delta x} \right) - \frac{Kx_{i,j} + Kx_{i,j-1}}{2} \cdot \left(\frac{h_{i,j} - h_{i,j-1}}{\Delta x} \right) \right]^n$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \Big|_{i,j}^n = \frac{1}{\Delta y} \left[\frac{Ky_{i+1,j} + Ky_{i,j}}{2} \cdot \frac{(h_{i+1,j} - ba_{i+1,j}) + (h_{i,j} - ba_{i,j})}{2} \cdot \left(\frac{h_{i+1,j} - h_{i,j}}{\Delta y} \right) - \frac{Ky_{i,j} + Ky_{i-1,j}}{2} \cdot \left(\frac{h_{i,j} - h_{i-1,j}}{\Delta y} \right) \right]^n$$

(36)

A derivada temporal foi discretizada de forma que a solução obtida para as cotas piezométricas (cota da superfície freática) em um instante futuro ($n+1$), para cada nó i,j , a partir de valores conhecidos no instante (n), pode ser escrita de acordo com a seguinte equação:

$$h|_{i,j}^{n+1} = h|_{i,j}^n + \frac{\Delta t}{Sy_{i,j}} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Big|_{i,j}^n + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \Big|_{i,j}^n - g_1 \cdot \delta|_{i,j} + g_2|_{i,j} \right\} \quad (37)$$

Em que: Δt é o passo de tempo que separa dois instantes consecutivos.

3.4.2 Esquema de Adams-Bashforth de 4ª ordem

Esquemas de ordem superior, como o de Adams-Bashforth, possuem o proveito de conservar parte da “memória” ou da “história” do escoamento. Isto ocorre porque as cargas hidráulicas, calculadas em quatro níveis de tempo anteriores ($n-3$, $n-2$, $n-1$ e n), influenciam nos valores estimados para o instante futuro ($n+1$). Esta capacidade de considerar uma parcela da “memória” do escoamento constitui uma alternativa interessante nos casos em que as velocidades são pequenas, como ocorre com fluxos de água que atravessam poros de arenitos.

Considerando uma equação diferencial genérica, escrita como $dh/dt = f(h,t) = f$, o esquema de Adams-Bashforth pode ser enunciado como:

$$h|^{n+1}_{i,j} = h^n_{i,j} + \frac{\Delta t}{24} \cdot \{55 \cdot f^n - 59 \cdot f^{n-1} + 37 \cdot f^{n-2} - 9 \cdot f^{n-3}\} \quad (38)$$

Em que: Δt é o passo de tempo que separa dois instantes consecutivos.

No caso do modelo 2DH para aquíferos livres, os termos da Equação (38) podem ser calculados como:

$$\left\{ \begin{array}{l} f^n = \frac{1}{Sy_{i,j}} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Big|_{i,j}^n + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \Big|_{i,j}^n - g_1 \cdot \delta|_{i,j} + g_2|_{i,j} \right\} \\ f^{n-1} = \frac{1}{Sy_{i,j}} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Big|_{i,j}^{n-1} + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \Big|_{i,j}^{n-1} - g_1 \cdot \delta|_{i,j} + g_2|_{i,j} \right\} \\ f^{n-2} = \frac{1}{Sy_{i,j}} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Big|_{i,j}^{n-2} + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \Big|_{i,j}^{n-2} - g_1 \cdot \delta|_{i,j} + g_2|_{i,j} \right\} \\ f^{n-3} = \frac{1}{Sy_{i,j}} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Big|_{i,j}^{n-3} + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \cdot B' \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) \Big|_{i,j}^{n-3} - g_1 \cdot \delta|_{i,j} + g_2|_{i,j} \right\} \end{array} \right. \quad (39)$$

3.5 TRATAMENTO DE SINGULARIDADES INTERNAS

Em aquíferos situados sob zonas urbanas, é comum a presença de singularidades que estão interconectadas ao manancial de água subterrânea. Dentre estas singularidades, destacam-se poços tubulares que extraem ou injetam água no sistema, além de corpos de água superficiais que podem ser afluentes ou influentes. Em relação aos poços tubulares, a extração de água é a operação mais comum em função das necessidades de abastecimento, irrigação, entre outras. A injeção de água a partir de poços pode ser verificada em situações de recarga artificial ou na remediação de mananciais poluídos. Por outro lado, corpos de água superficiais interconectados ao aquífero podem assumir funções drenantes (ou afluentes), atuando como zonas de descarga, ou funções de suprimento de água (ou influentes), atuando como zonas de recarga. Esta seção restringe-se à descrição de como o modelo numérico proposto considera ou absorve singularidades como poços e córregos.

3.5.1 Função Indicadora

Na extensão do domínio de cálculo considerado, diante de uma varredura em todos os nós da malha de discretização, verifica-se que há pontos situados próximos de poços e outros na vizinhança de córregos. Por outro lado, a maioria dos nós situa-se distante dessas singularidades, não sofrendo influência direta delas. Neste contexto, o modelo proposto utiliza uma função, dita indicadora, cuja finalidade é apontar quais nós estão submetidos ao efeito direto das singularidades. Esta função utiliza números inteiros, de maneira que cada índice possui um significado. Dessa forma, a cada nó (i,j) da malha é atribuído um *índice*. Assim, escreve-se matematicamente a função indicadora como:

$$índice_{i,j} = \begin{cases} 0 & \text{para nós distantes de poços e de córregos;} \\ 1 & \text{para nós situados próximos de poços;} \\ 2 & \text{para nós próximos de cursos de água superficiais.} \end{cases} \quad (40)$$

O valor da função indicadora é importante para definir se é necessário utilizar o termo sumidouro g_I , no caso em que $índice_{i,j}=1$, ou se este mesmo termo sumidouro pode ser anulado, nos casos em que $índice_{i,j} = 0$. Quando $índice_{i,j} = 2$, será aplicada uma condição de contorno interna, convenientemente descrita em seção seguinte. A FIGURA 16 ilustra a distribuição da função indicadora sobre o domínio de cálculo, correspondente à zona urbana de Araguari, MG.

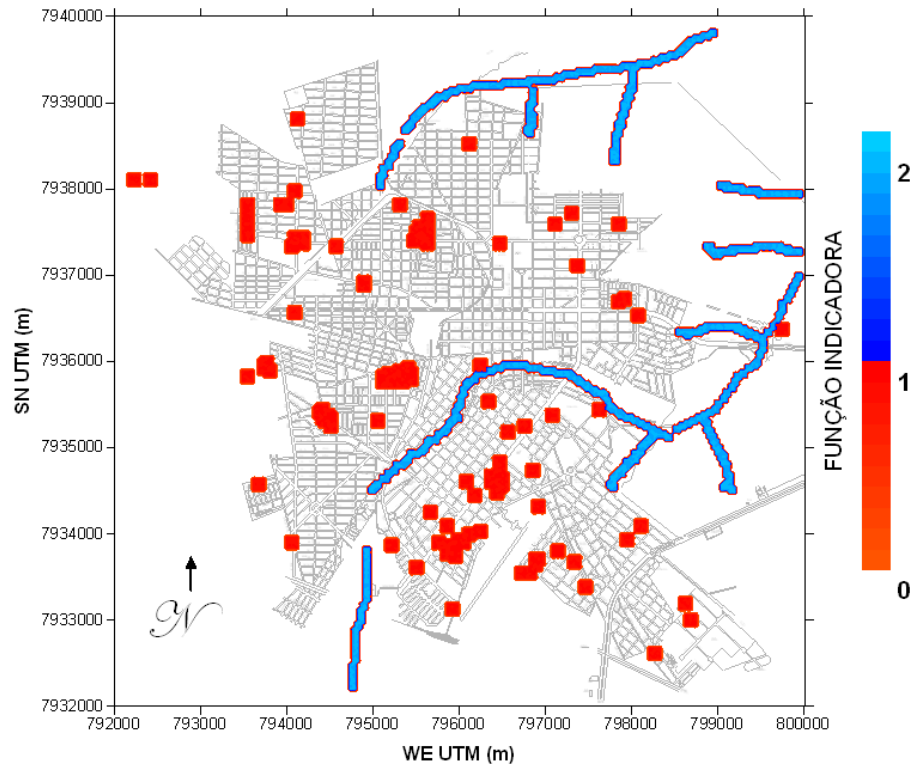


FIGURA 16 – Distribuição da função indicadora, com destaque para pontos sob influência dos poços e dos córregos urbanos

3.5.2 Poços

A rigor, em função do cálculo das cargas hidráulicas apenas nos nós da malha de diferenças finitas, só existiria vazão extraída se a coordenada de determinado nó fosse coincidente com a posição do poço. Em se tratando de uma malha estruturada e cartesiana isto praticamente nunca ocorrerá, uma vez que as coordenadas dos poços são independentes de qualquer regra de indexação. Assim sendo, para eliminar este problema que condicionaria a anulação do efeito dos poços em todos os nós, o modelo proposto utiliza uma função de espalhamento das vazões extraídas. O objetivo desta função é transferir, para os quatro nós mais próximos de um poço, parte da vazão que é extraída do aquífero. Assim, a vazão real, que aparece concentrada no poço, é substituída por quatro vazões, cada uma delas concentrada em um nó. Estes nós compõem a célula que contém o poço. A FIGURA 17 ilustra este esquema de espalhamento de vazões. No caso, um poço que extrai uma vazão real Q_p tem seu efeito substituído pelas vazões Q_1 , Q_2 , Q_3 e Q_4 , retiradas nos pontos nodais mais próximos.

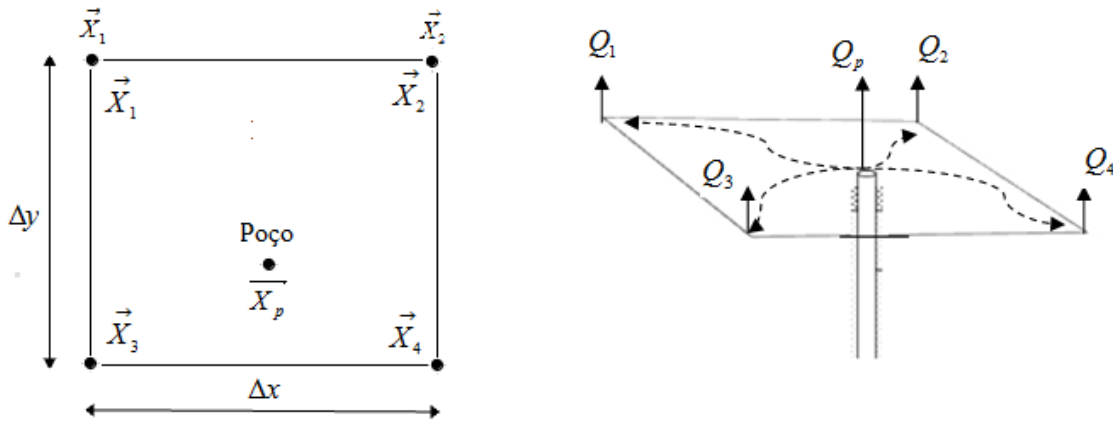


FIGURA 17 – Esquema de posicionamento relativo entre um poço e os nós mais próximos, com destaque para a distribuição da vazão dentro da célula

A função de espalhamento utilizada foi uma distribuição tipo Kernel. Esta função atua como um peso que distribui as vazões extraídas nas posições $\vec{X}_p = (x_p, y_p)$ para as posições nodais mais próximas $\vec{X}_i = (x_i, y_i)$, levando em conta que os nós da malha são distanciados por espaçamentos Δx e Δy . Esta função tem as seguintes propriedades:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \text{Kernel}(r) dr = 1$$

- $\text{Kernel}(-r) = \text{Kernel}(r)$ para todos os valores de r .

Vários tipos de funções Kernel são comumente apresentados: Gaussiana, Triangular, Quártica (*biweight*) e *Triweight*. Nesta pesquisa, utilizou-se a função Kernel Triangular, por esta ser uma função linear que tem valor máximo igual a 1, ou seja, se o poço coincidir com a posição do nó, tem-se a vazão total do poço concentrada naquele nó. Esta propriedade aproxima-se mais da realidade, mesmo porque há funções Kernel que apresentam valores máximos menores que 1, ao passo que outras distribuições apresentam valores máximos maiores que 1. A função de Kernel Triangular é definida como:

$$\text{Kernel}(r) = \begin{cases} 1 - |r| & \text{para } |r| \leq 1 \\ 0 & \text{para } |r| > 1 \end{cases} \quad (41)$$

Já as distâncias relativas do nó para o poço são representadas por:

$$r_x = \frac{(x_i - x_p)}{\Delta x} \quad \text{e} \quad r_y = \frac{(y_i - y_p)}{\Delta y} \quad (42)$$

Enfim, a vazão retirada do poço $Q(\vec{X}_p)$ é distribuída para o nó, de acordo com:

$$Q(\vec{X}_i) = \sum Dh(\vec{X}_p - \vec{X}_i).Q(\vec{X}_p) \quad (43)$$

$$\text{Em que: } Dh(\vec{X}_p - \vec{X}_i) = Kernel(r_x).Kernel(r_y) \quad (44)$$

Com a disseminação de vazões a partir dos poços, cria-se uma matriz de vazões extraídas $Q_{ij} = Q(\vec{X}_i)$, cujos valores apenas são diferentes de zero em pontos nodais situados a menos de uma célula do poço. Note-se que o somatório, presente na equação (43), também considera que há pontos nodais que podem acumular parcelas de vazão de mais de um poço. Esta situação é bastante comum quando há extrações de água em pontos muito próximos.

Apesar disto, não é exatamente a vazão Q_{ij} que representa o termo sumidouro g_I da equação diferencial governante. Isto ocorre porque os termos sumidouro do modelo 2DH devem apresentar unidades correspondentes a uma de vazão retirada por unidade de área horizontal ou, dimensionalmente, $[g_1] = LT^{-1}$. O modelo desenvolvido neste trabalho considerou que a vazão Q_{ij} é extraída dentro de um raio de influência do ponto nodal. Neste caso, dois raios de influência foram testados, de forma que os resultados são discutidos no Capítulo 4. A FIGURA 18 ilustra um esquema de ponto nodal que retira uma vazão diferente de zero dentro de raios de influência designados como:

$$Rinf_1 = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad \text{e} \quad Rinf_2 = \sqrt{\left(\frac{\Delta x}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta y}{2}\right)^2} \quad (45)$$

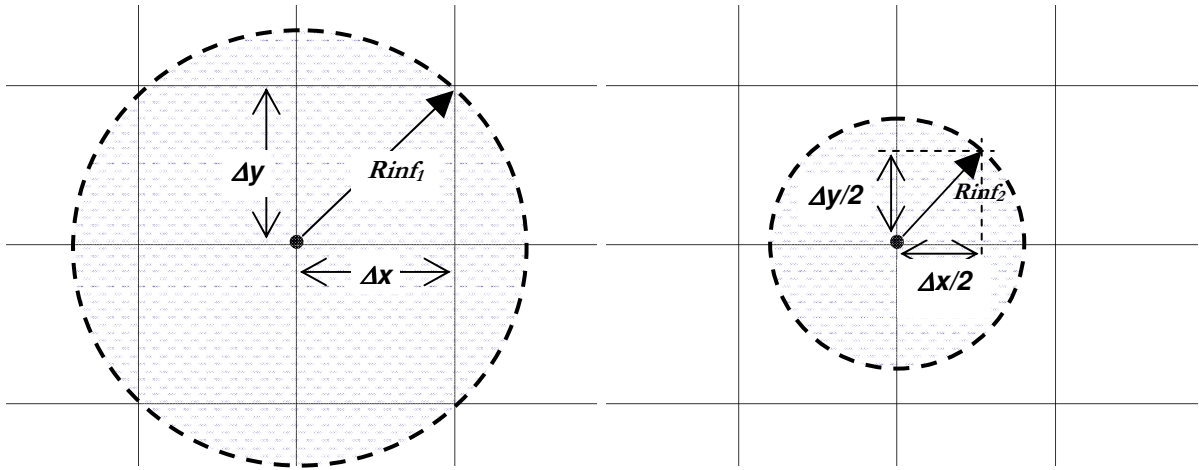


FIGURA 18 – Esquema de dois raios de influência utilizados para cálculo do termo sumidouro g_1 .

Assim, considerando um raio de influência genericamente escrito como $Rinf$, os termos sumidouros das equações discretizadas passam a ser calculados como:

$$g_1 = \frac{Q_{i,j}}{(\pi \cdot Rinf^2)} \quad (46)$$

Salienta-se que esta equação abrange tanto pontos situados a distâncias menores que uma célula em relação a um poço, quanto pontos distantes destas singularidades. Neste último caso, tem-se $Q_{i,j} = 0$, o que automaticamente elimina o termo sumidouro em pontos distantes dos poços.

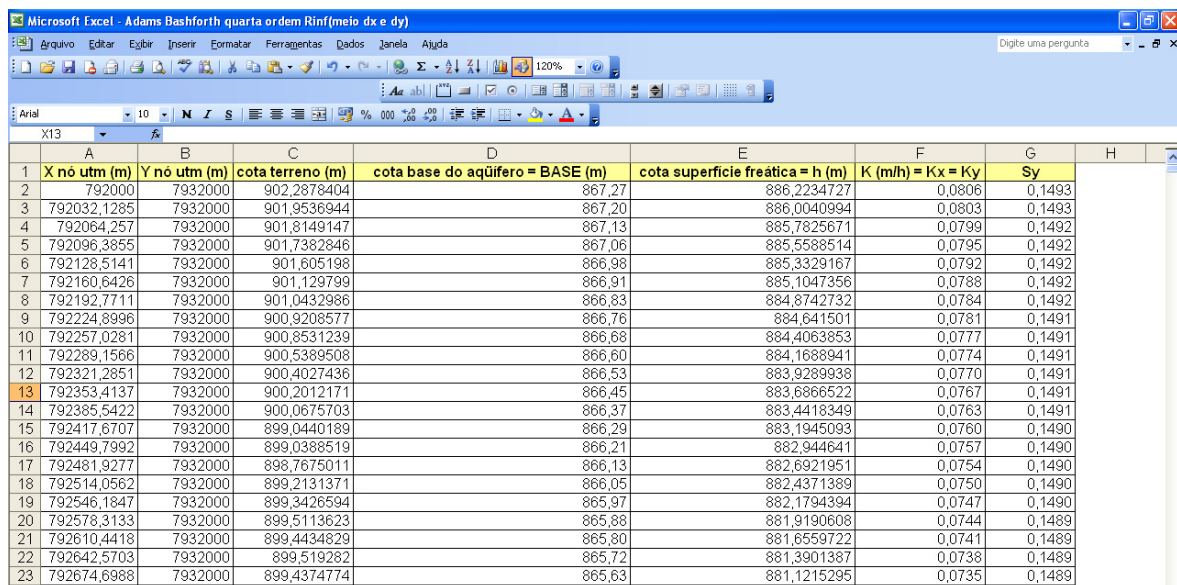
3.5.3 Córregos

Cursos de água superficiais, como córregos ou ribeirões urbanos, constituem o segundo tipo de singularidade tratado neste trabalho. Na presente análise, não foram consideradas variações do nível de água dentro desses canais, o que dependeria da aplicação de modelos hidrológicos *chuva/vazão* e do acoplamento destes modelos com equações hidráulicas de propagação de cheias. Aqui, a interação córrego/aquífero foi simplificada e consistiu unicamente na manutenção das cargas hidráulicas para pontos situados a menos de uma célula dos corpos de água superficiais. Assim, as cotas piezométricas de pontos nodais situados na vizinhança dos córregos, aqueles cuja função indicadora vale 2, foram mantidas as mesmas, desde o instante inicial da simulação. Por conseguinte, a solução para

a carga hidráulica nesses pontos é obtida simplesmente pela adoção da condição de contorno interna do tipo: $h|^{n+1}_{i,j} = h|^{n=0}_{i,j} = h_{o,i,j}$, em que $n=0$ refere-se à carga hidráulica de inicialização da simulação no ponto i,j .

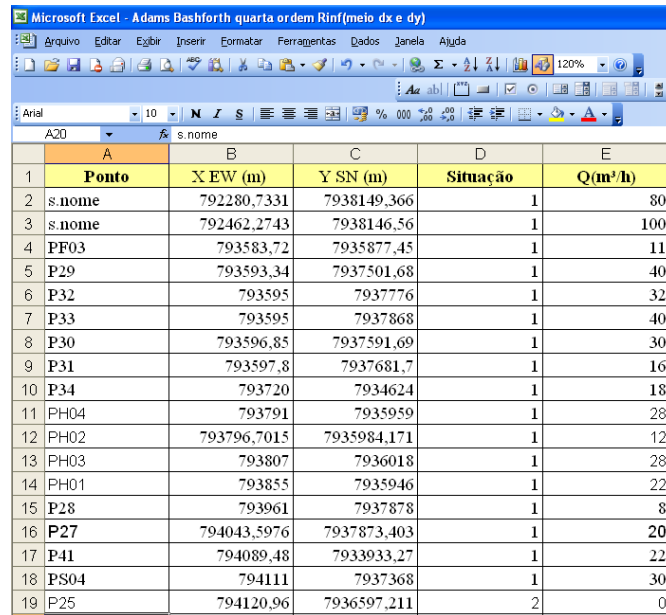
3.6 IMPLEMENTAÇÃO DO CÓDIGO COMPUTACIONAL

O código computacional foi implementado dentro do programa Excel, no seu módulo de VBA (*Visual Basic for Applications*). Um aspecto que contribuiu para adoção desta linguagem foi a possibilidade de utilizar diretamente as planilhas como objetos de entrada e de saída de dados, bem como as ferramentas gráficas para visualização dos resultados concomitantemente à execução do programa. É natural que esta linguagem perca, em relação à agilidade de processamento, para outras mais robustas como o Fortran ou o C++. Todavia, a capacidade de realizar desde o pré até o pós- processamento dentro de um programa amigável atua como um atrativo da linguagem VBA. As FIGURAS 19, 20 e 21 ilustram as planilhas que contêm os dados de entrada do modelo.



	A	B	C	D	E	F	G
	X nó utm (m)	Y nó utm (m)	cota terreno (m)	cota base do aquífero = BASE (m)	cota superfície freática = h (m)	K (m/h) = Kx = Ky	Sy
1	792000	7932000	902,2878404	867,27	886,2234727	0,0806	0,1493
2	792032,1285	7932000	901,9536944	867,20	886,0040994	0,0803	0,1493
3	792064,257	7932000	901,8149147	867,13	885,7825671	0,0799	0,1492
4	792096,3855	7932000	901,7382846	867,06	885,5588514	0,0795	0,1492
5	792128,5141	7932000	901,605198	866,98	885,3329167	0,0792	0,1492
6	792160,6426	7932000	901,129799	866,91	885,1047356	0,0788	0,1492
7	792192,7711	7932000	901,0432986	866,83	884,8742732	0,0784	0,1492
8	792224,8996	7932000	900,9208577	866,76	884,641501	0,0781	0,1491
9	792257,0281	7932000	900,8531239	866,68	884,4063853	0,0777	0,1491
10	792289,1566	7932000	900,5389508	866,60	884,1688941	0,0774	0,1491
11	792321,2851	7932000	900,4027436	866,53	883,9289938	0,0770	0,1491
12	792353,4137	7932000	900,2012171	866,45	883,6866522	0,0767	0,1491
13	792385,5422	7932000	900,0675703	866,37	883,4418349	0,0763	0,1491
14	792417,6707	7932000	899,0440189	866,29	883,1945093	0,0760	0,1490
15	792449,7992	7932000	899,0388519	866,21	882,944641	0,0757	0,1490
16	792481,9277	7932000	898,7675011	866,13	882,6921951	0,0754	0,1490
17	792514,0562	7932000	899,2131371	866,05	882,4371389	0,0750	0,1490
18	792546,1847	7932000	899,3426594	865,97	882,1794394	0,0747	0,1490
19	792578,3133	7932000	899,5113623	865,88	881,9190608	0,0744	0,1489
20	792610,4418	7932000	899,4434829	865,80	881,6559722	0,0741	0,1489
21	792642,5703	7932000	899,519282	865,72	881,3901387	0,0738	0,1489
22	792674,6988	7932000	899,4374774	865,63	881,1215295	0,0735	0,1489

FIGURA 19 – Dados de entrada referentes aos parâmetros hidrogeológicos armazenados em cada nó da malha de discretização



	A	B	C	D	E
	Ponto	X EW (m)	Y SN (m)	Situação	Q(m³/h)
2	s.nome	792280,7331	7938149,366	1	80
3	s.nome	792462,2743	7938146,56	1	100
4	PF03	793583,72	7935877,45	1	11
5	P29	793593,34	7937501,68	1	40
6	P32	793595	7937776	1	32
7	P33	793595	7937868	1	40
8	P30	793596,85	7937591,69	1	30
9	P31	793597,8	7937681,7	1	16
10	P34	793720	7934624	1	18
11	PH04	793791	7935959	1	28
12	PH02	793796,7015	7935984,171	1	12
13	PH03	793807	7936018	1	28
14	PH01	793855	7935946	1	22
15	P28	793961	7937878	1	8
16	P27	794043,5976	7937873,403	1	20
17	P41	794089,48	7933933,27	1	22
18	PS04	794111	7937368	1	30
19	P25	794120,96	7936597,211	2	0

FIGURA 20 – Dados de entrada referentes aos poços

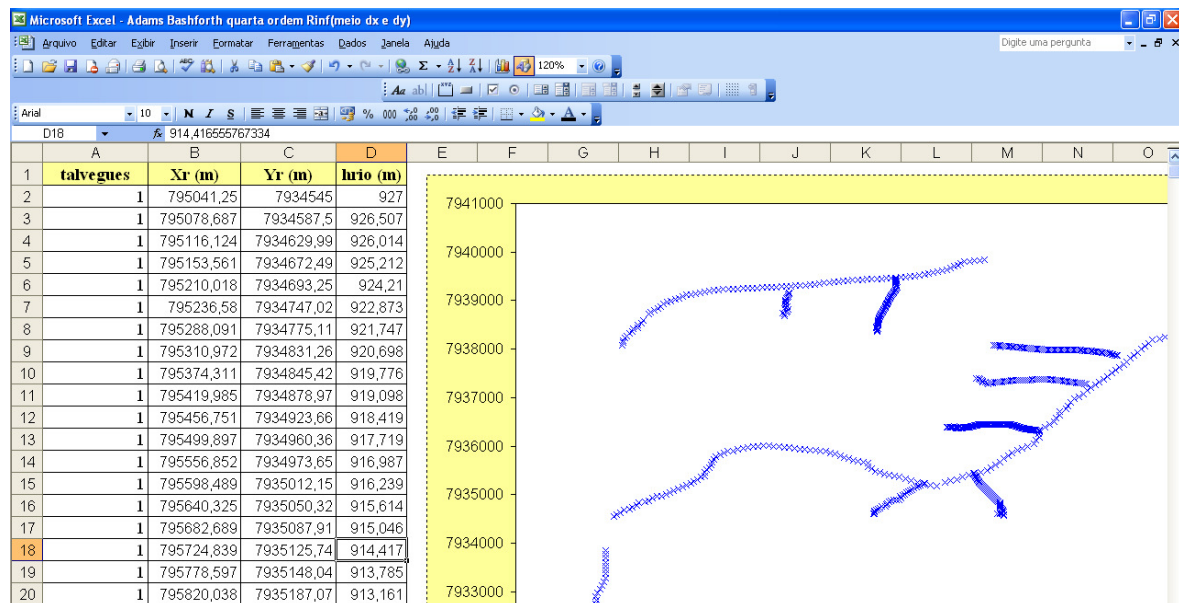


FIGURA 21 – Dados de entrada referentes aos córregos

O programa desenvolvido lê a planilha que contém os valores armazenados obtidos da interpolação pelo programa Surfer 10, além dos dados dos poços e dos córregos. A partir desses dados, são feitas simulações para a estimativa da evolução temporal das cargas hidráulicas no aquífero. A FIGURA 22 ilustra a planilha que contém ferramentas gráficas

de saída de dados. Neste caso, os gráficos são atualizados à medida que a simulação avança, permitindo ao usuário a visualização de resultados atualizados.

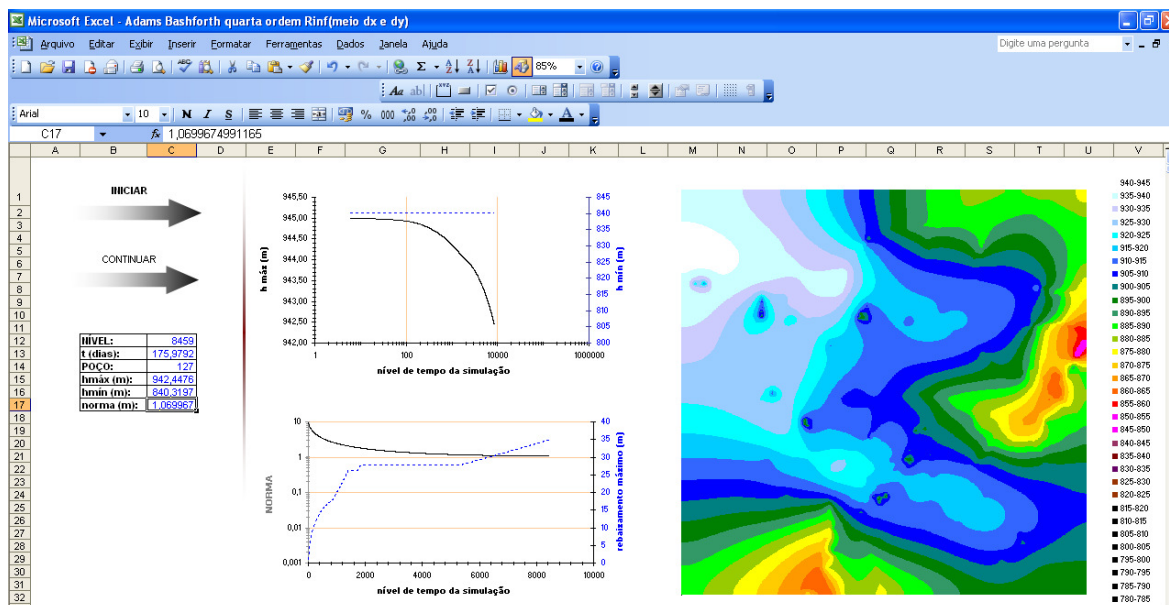


FIGURA 22 – Planilha de visualização de resultados, com destaque para curvas de contorno de cota piezométrica

O fluxograma, ilustrado na FIGURA 23, apresenta a sequência de cálculos do programa. Nesse sentido, é possível verificar que o laço iterativo abrange apenas três operações básicas, as quais vão desde a solução numérica da equação governante até a saída de dados na planilha. Como não há alteração dos valores da função indicadora, nem de parâmetros hidrogeológicos como a condutividade hidráulica ou o rendimento específico, a passagem entre um passo de tempo e outro ocorre de maneira relativamente rápida, considerando-se a malha de 250 x 250 pontos adotada nas simulações.

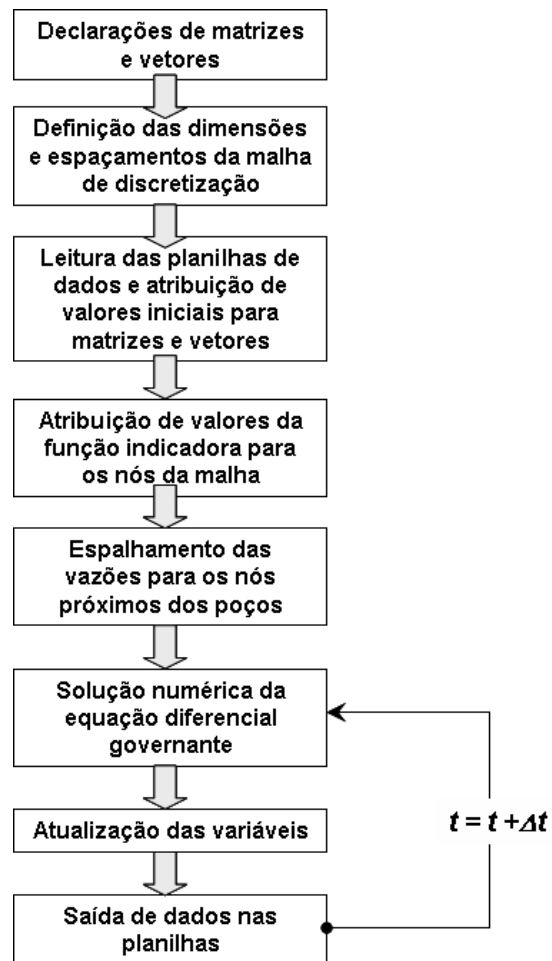


FIGURA 23 – Fluxograma de operações do programa computacional

CAPÍTULO 4

RESULTADOS

No capítulo anterior, foram apresentados dois modelos numéricos construídos durante esta pesquisa. No primeiro, a solução foi obtida pelo esquema de Euler, de primeira ordem, utilizando um raio de influência maior para a extração de água ($Rinf_1$). Por uma questão simplicidade de redação, este modelo será aqui designado por Modelo 1. No segundo, foi aplicado o esquema de Adams-Bashforth, de quarta ordem, porém com um raio de influência menor ($Rinf_2$) para simular o efeito dos poços. Este modelo será apontado como Modelo 2.

Na primeira parte deste capítulo, ambos os métodos são comparados com os resultados de um modelo híbrido, apresentado por Alamy Filho e Segantini (2010). Esse modelo realiza acoplamento entre a solução analítica, proposta por Neuman (1974), e uma solução numérica por diferenças finitas sendo, por isto, chamado de híbrido. Neste caso, a solução analítica fornece valores de rebaixamentos da superfície piezométrica induzidos pela operação de poços. Apesar da existência de solução analítica para o cálculo de rebaixamentos provocados por poços, sua aplicação parte de algumas hipóteses simplificadoras, tais como a de aquífero homogêneo. A rigor, as formações geológicas apresentam variações espaciais na condutividade hidráulica, de forma que a hipótese de homogeneidade somente seria uma aproximação razoável na análise de pequenas extensões do aquífero. Em estudos regionais, onde as áreas de abrangência são maiores, as variações de condutividade hidráulica devem ser consideradas e costumam ser absorvidas de maneira satisfatória por modelos numéricos. Neste contexto, o referido modelo híbrido aplica a solução analítica apenas para nós da malha de discretização situados na vizinhança dos

poços, considerando que, nessa cercania, as variações de condutividade hidráulica são ínfimas. Fora desses setores, as cargas hidráulicas são calculadas pela solução numérica. A Tabela 2 resume algumas características dos modelos abordados nesta unidade.

Tabela 2 – Resumo com as características dos modelos apresentados no Capítulo 4.

Modelo	Característica	Esquema temporal	Raio de influência dos poços	Condição de contorno interna para poço	Termo sumidouro
Modelo 1 (presente trabalho)	Numérico (diferenças finitas)	Euler, de primeira ordem	$Rinf_1 = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$	Não há	$g_1 = Q_{i,j} / (\pi \cdot Rinf_1^2)$
Modelo 2 (presente trabalho)	Numérico (diferenças finitas)	Adams-Bashforth, de quarta ordem	$Rinf_2 = \sqrt{(\Delta x/2)^2 + (\Delta y/2)^2}$	Não há	$g_1 = Q_{i,j} / (\pi \cdot Rinf_2^2)$
Híbrido (Alamy Filho e Segantini, 2010)	Numérico (diferenças finitas) e Analítico (Neuman, 1974)	Euler, de primeira ordem	$Rinf_H = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$	Rebaixamento calculado pelo modelo analítico	$g_I = 0$

Convém salientar que o raio de influência do modelo híbrido ($Rinf_H$) serve apenas para delimitar a zona de abrangência da solução analítica. Nesse caso, seu papel é completamente distinto dos raios de influência dos modelos numéricos 1 e 2, os quais assumem a função de restringir a área para retirada da vazão $Q_{i,j}$. Portanto, nos modelos essencialmente numéricos formulados neste trabalho, os raios de influência assumem função decisiva no cálculo dos termos sumidouro (g_I).

4.1 DELIMITAÇÃO DA ÁREA SIMULADA (DOMÍNIO DE CÁLCULO)

Conforme já foi citado, o modelo proposto foi aplicado para o aquífero Bauru, situado sob a zona urbana de Araguari, MG. Neste sentido, foi delimitado um domínio de cálculo de 8×8 km, com 250×250 pontos, perfazendo um total de 62500 nós. Com esta discretização, o espaçamento entre nós ficou estipulado em 32,13 m, definindo as dimensões de cada célula da malha. A solução avançou no tempo com incrementos temporais da ordem de 0,5 h. O intuito fundamental da simulação foi o de reproduzir, ao longo do tempo, as variações das cotas piezométricas sob a influência dos poços de

bombeamento. Em todos os casos, o termo g_2 , correspondente ao suprimento de água por recarga direta, foi desconsiderado.

A concessionária local, responsável pelo abastecimento público, retira água de poços concentrados em terrenos específicos, também chamados de baterias. Nas baterias, a água bruta captada é encaminhada para caixas de areia e, posteriormente, para reservatórios de distribuição. Também há exploração de água por poços isolados, os quais injetam a água diretamente na rede de abastecimento. A FIGURA 24 ilustra um arranjo de distribuição espacial dos poços, destacando ainda a magnitude das vazões explotadas. Para efeito de simulação, consideraram-se todos os poços ativados e com suas respectivas vazões nominais.

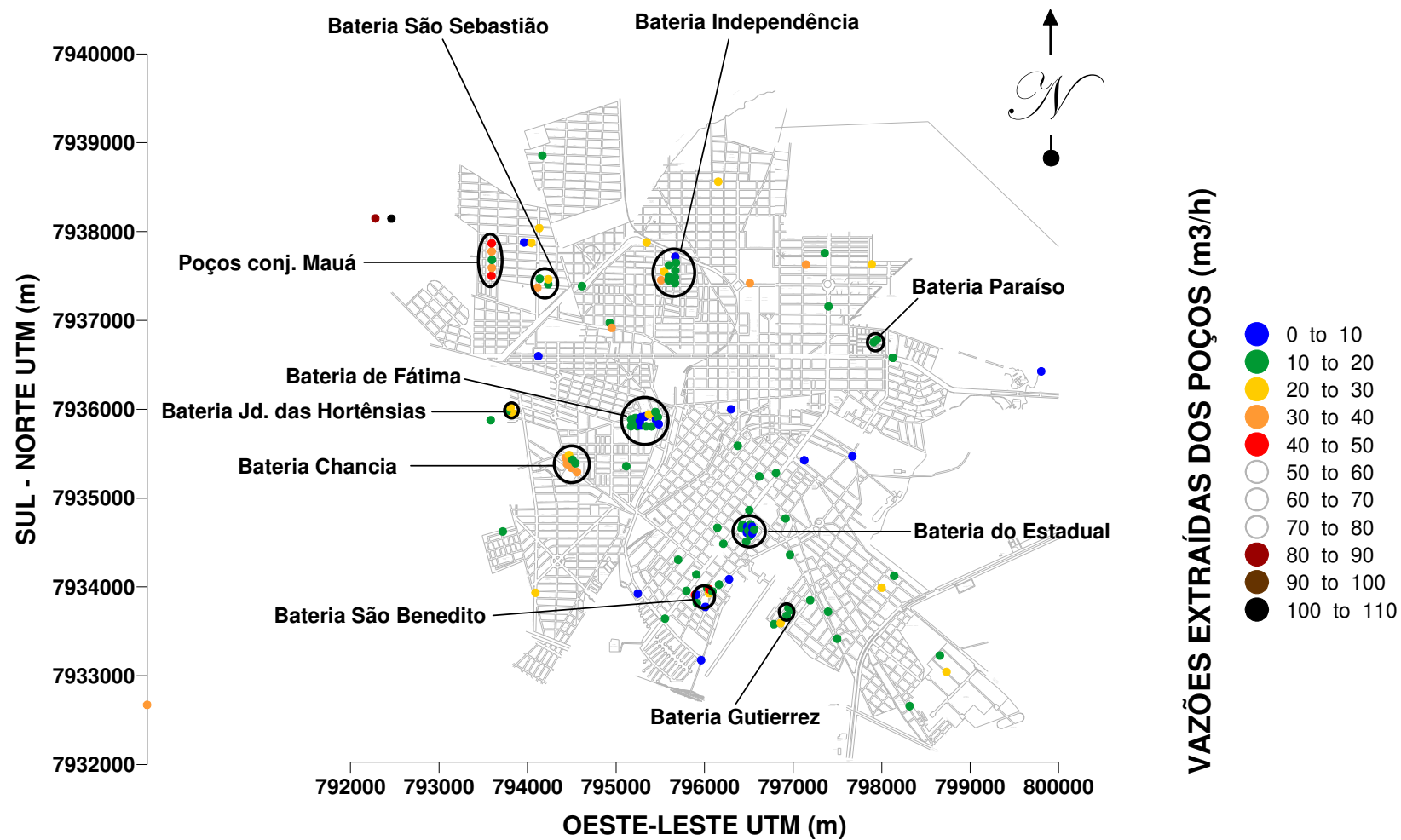


FIGURA 24 – Zona de aplicação do modelo, destacando a localização de poços e a magnitude das vazões por eles extraídas

A FIGURA 25 apresenta o histograma de frequência de vazões. Nota-se que a maioria dos poços possui vazões baixas, situadas entre 10 m³/h e 20 m³/h.

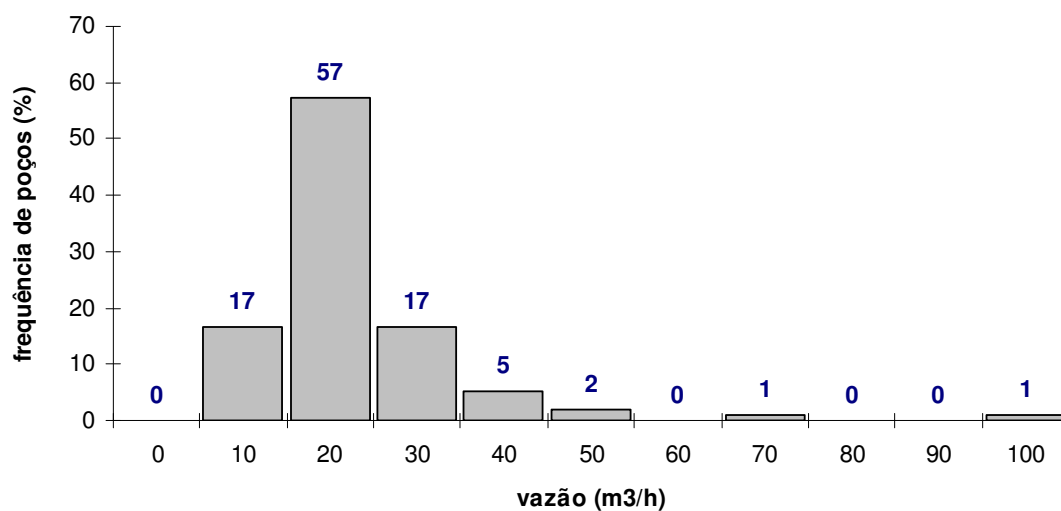


FIGURA 25 – Histograma de frequência de vazões extraídas pelos poços

A FIGURA 26 traz um esquema tridimensional do relevo local, destacando as vazões retiradas dos nós situados sob a influência dos poços, ou seja, aqueles nós onde a função indicadora iguala-se a 1. Além disso, tal esquema permite a visualização dos talwegues por onde escoam os cursos de água superficiais.

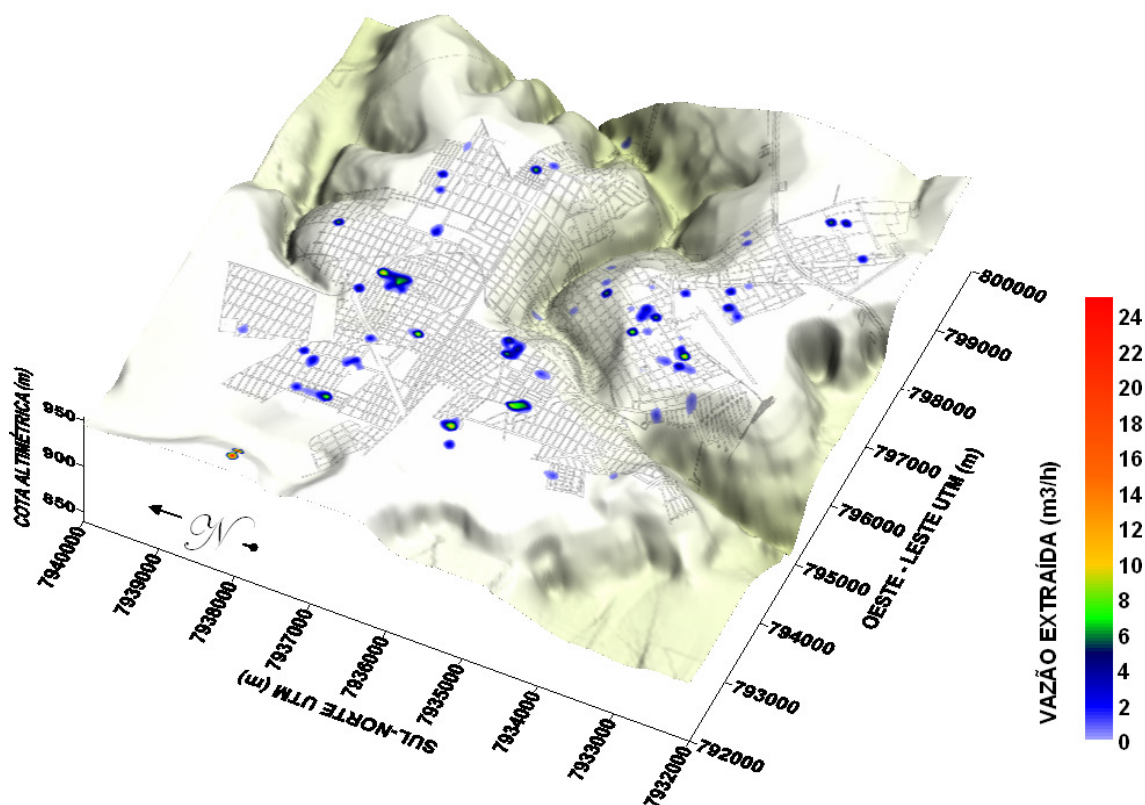


FIGURA 26 – Esquema tridimensional do terreno, com localização dos pontos de extração de água utilizados no modelo

4.2 ANÁLISE RELATIVA DE ERROS

Nesta Seção, os modelos propostos (1 e 2) são comparados com o modelo híbrido construído por Alamy Filho e Segantini (2010). Nesse sentido, os resíduos, entre as soluções essencialmente numéricas e a soluções do modelo híbrido, constituem as variáveis básicas para a análise de erros. O objetivo é identificar qual dos dois modelos, aqui propostos, gera resultados mais próximos das soluções analíticas. Salienta-se que há uma ressalva vinculada ao modelo tomado como base de comparação, o híbrido. Esta ressalva refere-se ao fato de que o mesmo apenas utiliza soluções analíticas em áreas pequenas, dentro do raio de influência (R_{infH}) dos poços, onde acredita-se que a hipótese de homogeneidade do aquífero seja aproximadamente válida. Ademais, os modelos analíticos, embora sejam baseados em hipóteses simplificadoras de aquífero lateralmente infinito e homogêneo, propiciam razoável estimativa dos rebaixamentos próximos aos pontos de captação, ao passo que levam em conta as características geométricas dos poços.

Assim, os resíduos analisados nesta Seção podem ser escritos como:

$$\phi_{i,j} = \left| h_{i,j}^{\text{híbrido}} - h_{i,j}^{\text{numérico}} \right| \quad (47)$$

As comparações entre os modelos essencialmente numéricos e o modelo híbrido foram realizadas até o instante de 35 dias. Este instante ficou limitado pelos resultados que foram simulados no modelo híbrido. A despeito disto, os modelos numéricos geraram resultados para até 365 dias, sendo os valores armazenados, em uma planilha, com intervalos semanais.

De uma forma geral, os resíduos entre os modelos 1 e 2 e o modelo híbrido apresentam valores da ordem de centímetros, na maior parte do domínio, onde apenas valores de carga hidráulica, decorrentes de solução numérica, são considerados. Isto indica que as aplicações do esquema de Euler (de primeira ordem) ou de Adams-Bashforth (de quarta ordem) têm fornecido valores próximos entre si. Os maiores resíduos, por sua vez, surgem nas proximidades de locais que estão sob influência das condições de contorno internas, referentes aos córregos, e no entorno dos poços, onde foram aplicadas diferentes formas de modelar o termo sumidouro g_I . Os gráficos ilustrados pela FIGURA 27 destacam os setores onde os resíduos entre os modelos numéricos e o modelo híbrido apresentam valores maiores que 1 m. Nesse sentido, percebe-se que os resíduos tendem a seguir padrões similares, no que se refere aos locais de ocorrência.

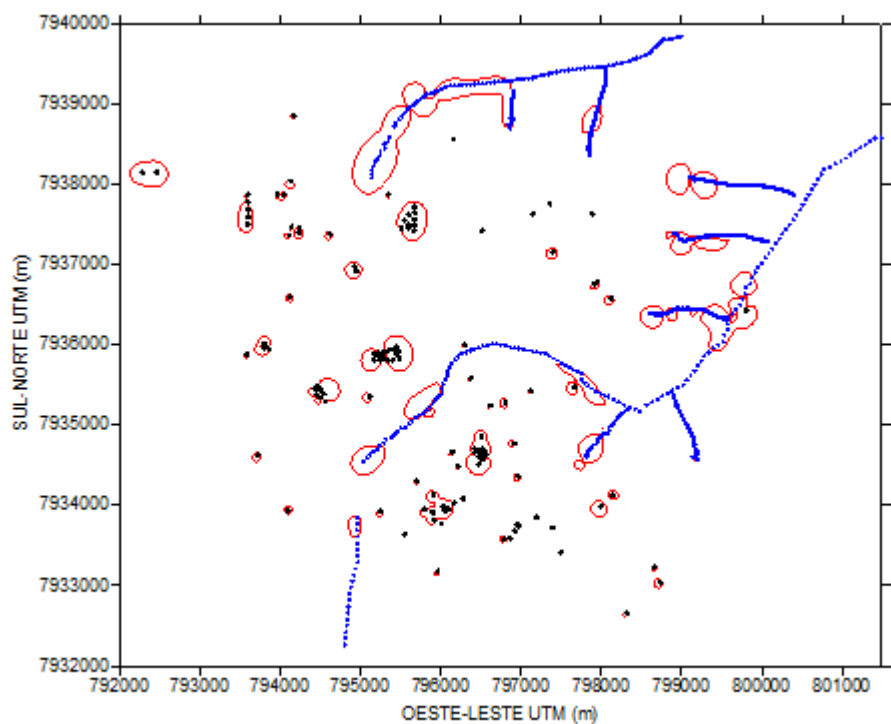
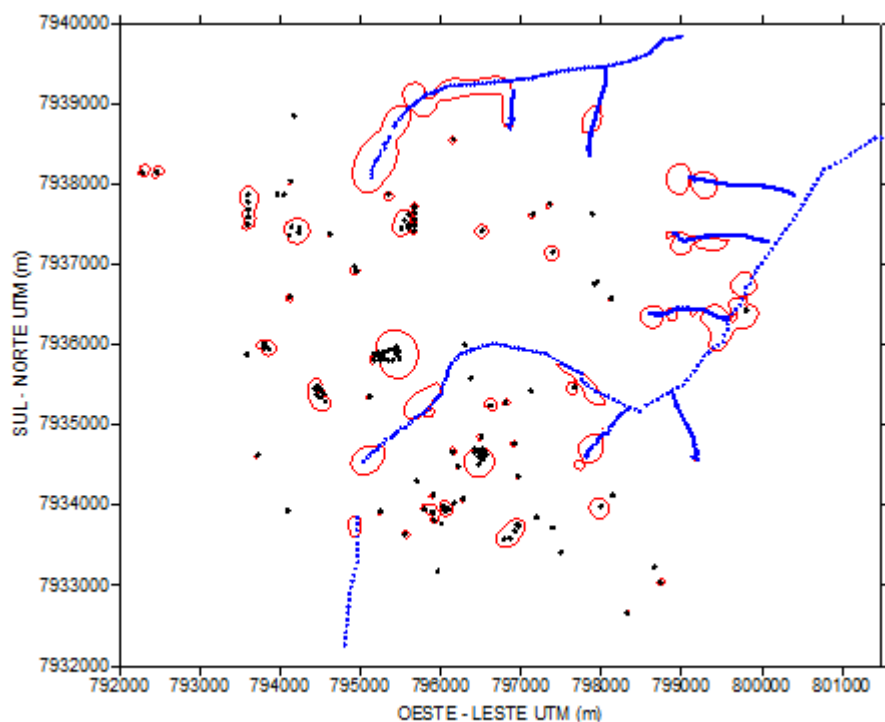
(a) Euler, de primeira ordem, com R_{in1} (b) Adams-Bashforth, de quarta ordem, com R_{in2}

FIGURA 27 – Comparação entre os Modelos 1 (a) e 2 (b) para um instante correspondente a 35 dias de simulação: setores onde os resíduos apresentam valores maiores que 1 m

Utilizando-se de um programa computacional desenvolvido por Segantini (2010), foram delineadas algumas seções para a visualização mais clara das respostas dos diferentes modelos em termos de cálculo das cargas hidráulicas. Embora tratem-se apenas de comparações preliminares entre os modelos, as FIGURAS 28, 29 e 30, a seguir, foram delimitadas para cruzarem preferencialmente as baterias de poços. Na FIGURA 28, delimitou-se uma seção passando por dois poços isolados com vazões superiores a 80 m³/h, os poços do conjunto Mauá, da bateria São Sebastião e a bateria Independência. Outra seção (FIGURA 29) foi delimitada cruzando a bateria Jardim das Hortênsias, bateria de Fátima e alguns poços isolados na região sudeste. Por último, uma seção (FIGURA 30) foi traçada cortando as baterias São Benedito e Estadual, além de alguns poços isolados.

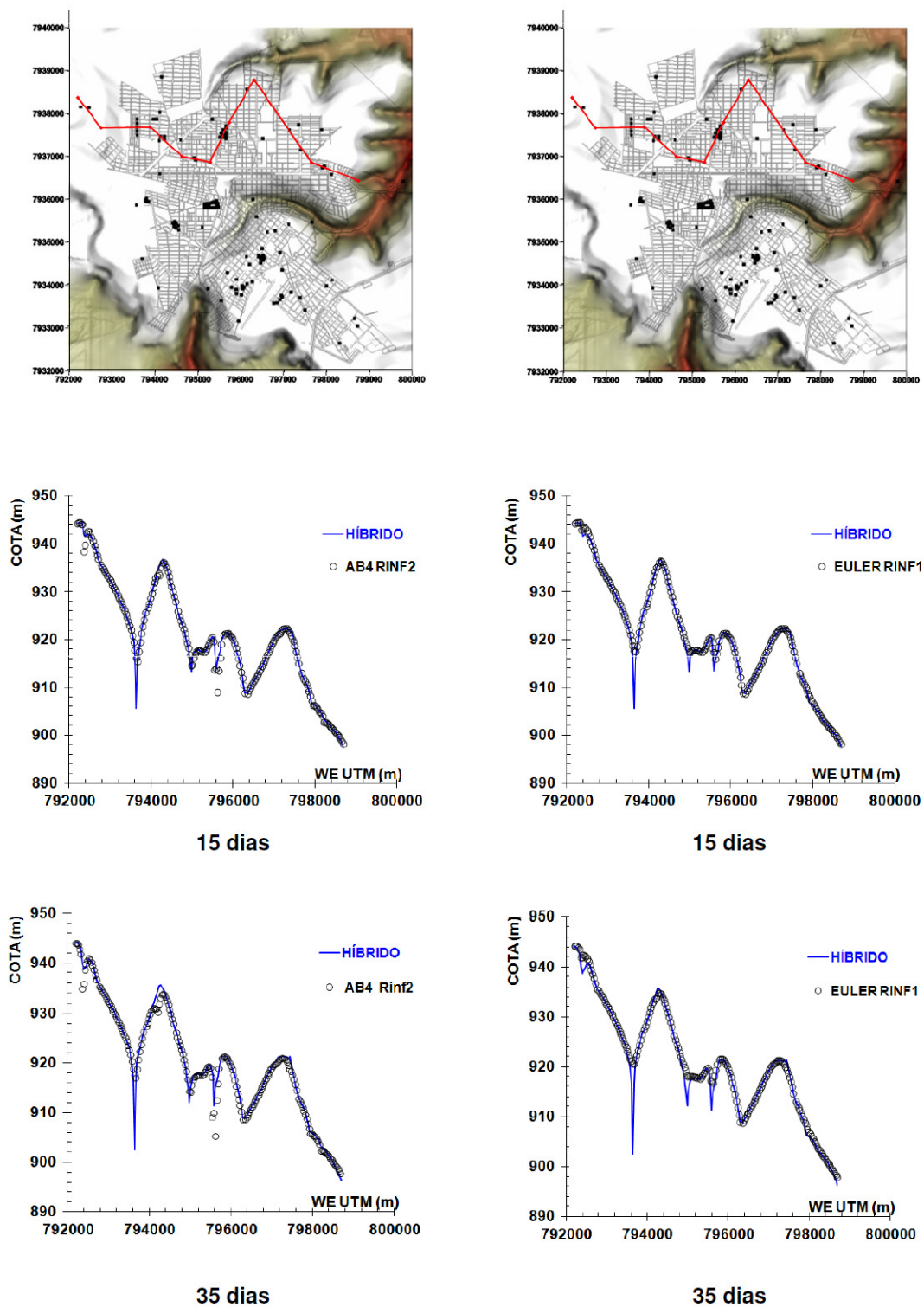


FIGURA 28 – Seção entremeada pelos poços do conjunto Mauá, da bateria São Sebastião e da a bateria Independência, além de alguns poços isolados

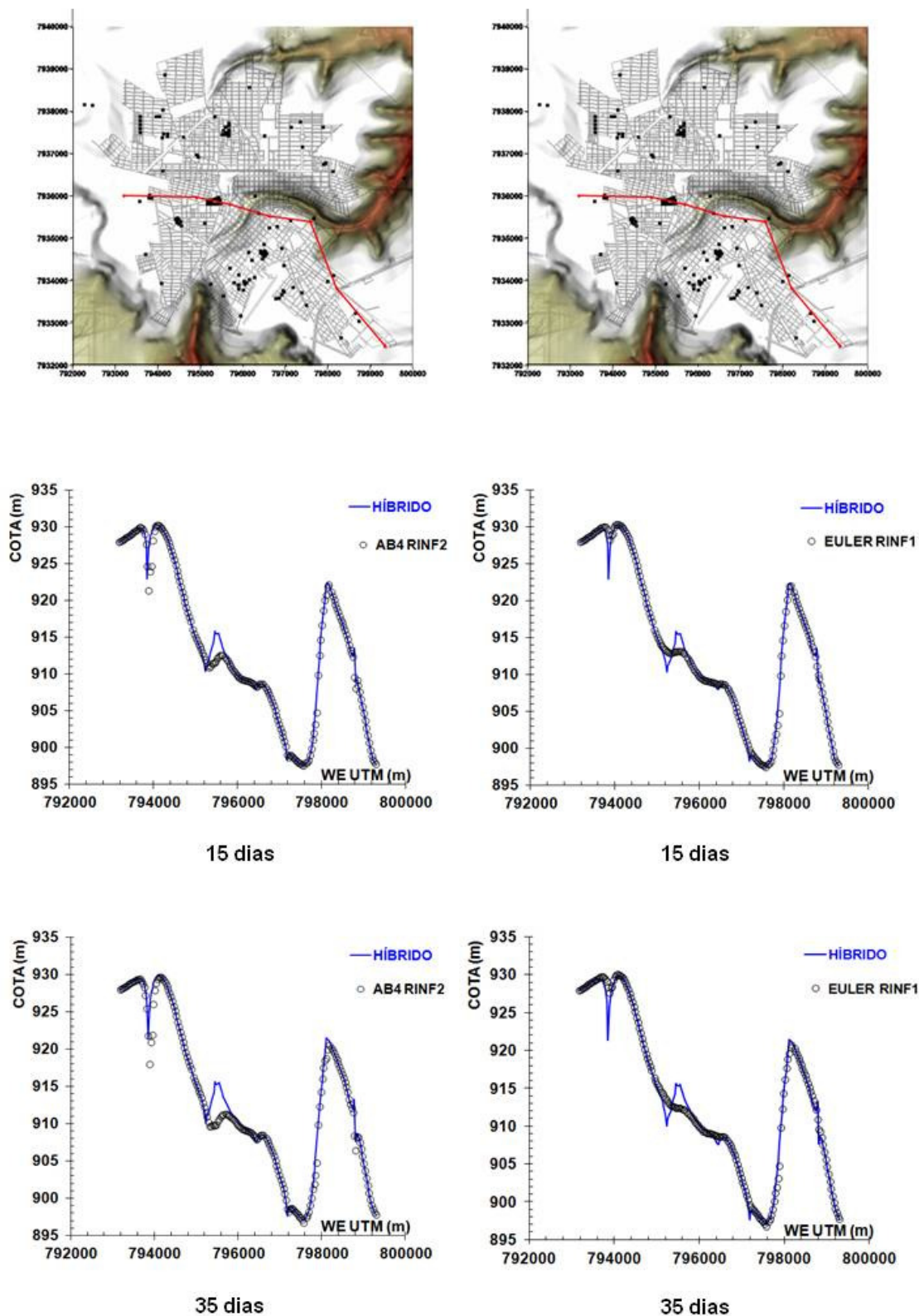


FIGURA 29 – Seção entremeada pela bateria Jardim das Hortênsias e de Fátima, além de alguns poços isolados

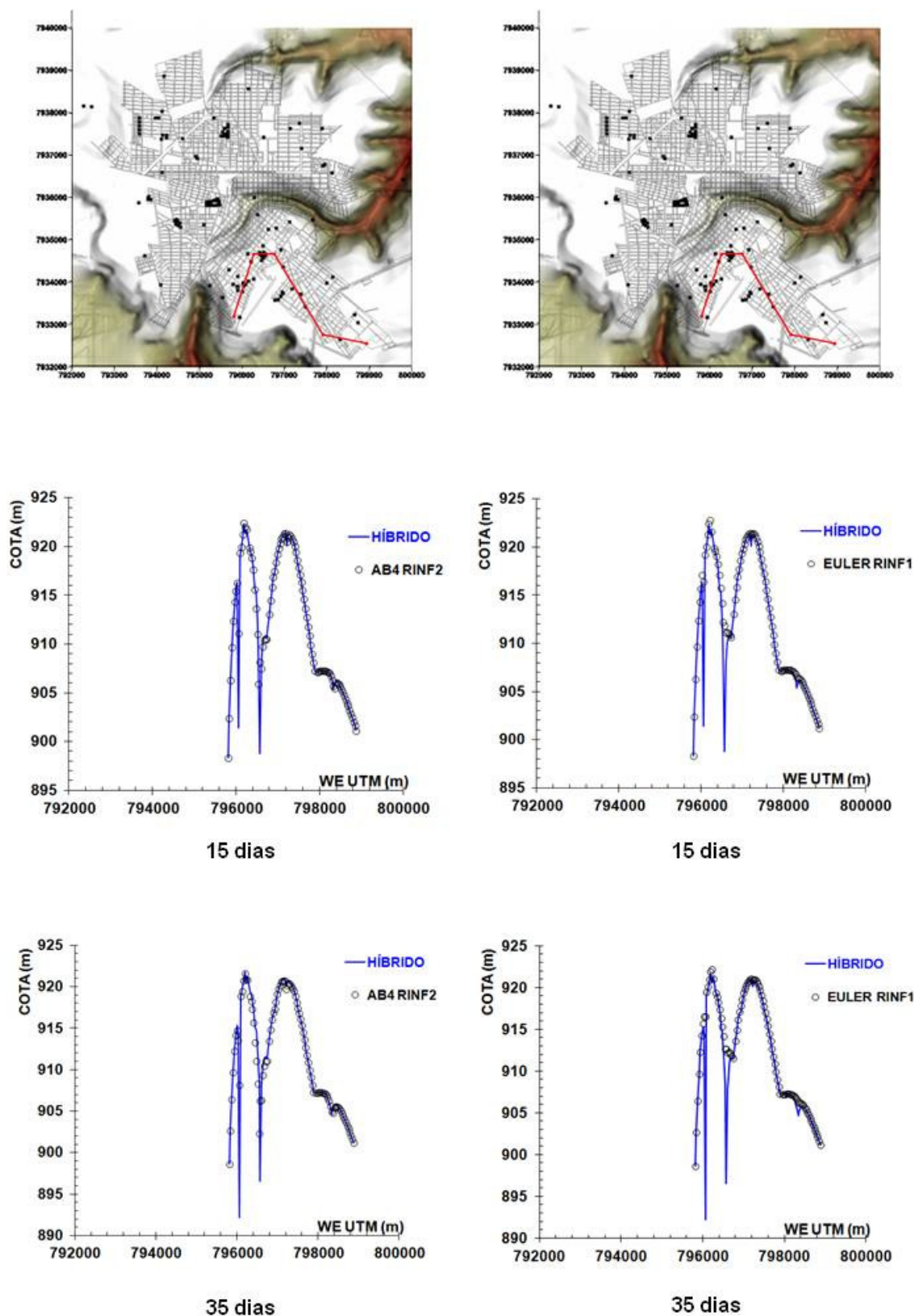


FIGURA 30 – Seção entremeada pela bateria São Benedito e Estadual, além de alguns poços isolados

De uma maneira geral, a análise dessas seções revela que todos os modelos capturam rebaixamentos da superfície piezométrica nas proximidades dos poços. Estes rebaixamentos delineiam cones de depressão que tendem a ser mais acentuados dentro das baterias. Isto ocorre em função das interferências de múltiplos poços. Nas cercanias dos poços, visualmente o Modelo 1, correspondente ao esquema de Euler com raio de influência maior (R_{inf1}), produz rebaixamentos menores do que o Modelo 2, correspondente ao esquema de Adams-Bashforth de quarta ordem, com raio de influência menor (R_{inf2}). Além disto, os resultados do Modelo 2 tendem a se aproximar mais dos resultados do modelo híbrido, quando comparados com o Modelo 1. Esta aproximação fica mais evidente dentro dos cones de depressão induzidos pelos poços. Este fato sugere que o Modelo 2 está mais próximo da solução analítica e que, diante desta base de comparação, tende a apresentar resultados mais próximos da realidade.

Para confirmar a existência de resíduos menores entre o Modelo 2 e o modelo híbrido, realizaram-se análises baseadas em quatro indicadores, listados a seguir:

- Norma $L1$ dos resíduos:

$$\|h_{i,j}^{híbrido} - h_{i,j}^{numérico}\|_1 = \sum_{i=1, j=1}^{i=Ni, j=Nj} |h_{i,j}^{híbrido} - h_{i,j}^{numérico}| = \|\phi\|_1 \quad (48)$$

- Norma $L2$ (ou euclidiana) dos resíduos:

$$\|h_{i,j}^{híbrido} - h_{i,j}^{numérico}\|_2 = \left\{ \sum_{i=1, j=1}^{i=Ni, j=Nj} |h_{i,j}^{híbrido} - h_{i,j}^{numérico}|^2 \right\}^{1/2} = \|\phi\|_2 \quad (49)$$

- Norma $L\infty$:

$$\|h_{i,j}^{híbrido} - h_{i,j}^{numérico}\|_\infty = \max |h_{i,j}^{híbrido} - h_{i,j}^{numérico}| = \|\phi\|_\infty \quad (50)$$

- Coeficiente de correlação (R):

$$R = \frac{\sum_{i=1, j=1}^{i=Ni, j=Nj} (h_{i,j}^{híbrido} - \bar{h}_{i,j}^{híbrido}) \cdot (h_{i,j}^{numérico} - \bar{h}_{i,j}^{numérico})}{Ni \cdot Nj - 1} \quad (51)$$

$$R = \left\{ \sqrt{\frac{\sum_{i=1, j=1}^{i=Ni, j=Nj} (h_{i,j}^{híbrido} - \bar{h}_{i,j}^{híbrido})^2}{Ni \cdot Nj - 1}} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1, j=1}^{i=Ni, j=Nj} (h_{i,j}^{numérico} - \bar{h}_{i,j}^{numérico})^2}{Ni \cdot Nj - 1}} \right\}$$

Em relação à avaliação das normas, é desejável que os valores sejam pequenos para que seja confirmado um bom ajuste entre o modelo numérico e o modelo híbrido. O coeficiente de correlação é uma medida da intensidade da relação entre as variáveis $h_{i,j}^{numérico}$ e $h_{i,j}^{híbrido}$. Para que haja uma boa relação direta entre estas variáveis, é preciso que o coeficiente de correlação, cuja faixa de valores varia de -1 até +1, seja o mais próximo possível da unidade.

Foi preciso, então, limitar a área de abrangência das comparações, para todo o domínio computacional ou apenas setores do domínio circunvizinhos aos poços. Para isto, definiu-se uma distância R_k , medida radialmente a cada poço, como forma de definir uma envoltória para comparação de resultados. A FIGURA 31, meramente esquemática, ilustra esta ideia, na qual as normas dos resíduos e o coeficiente de correlação apenas são calculados dentro da envoltória.

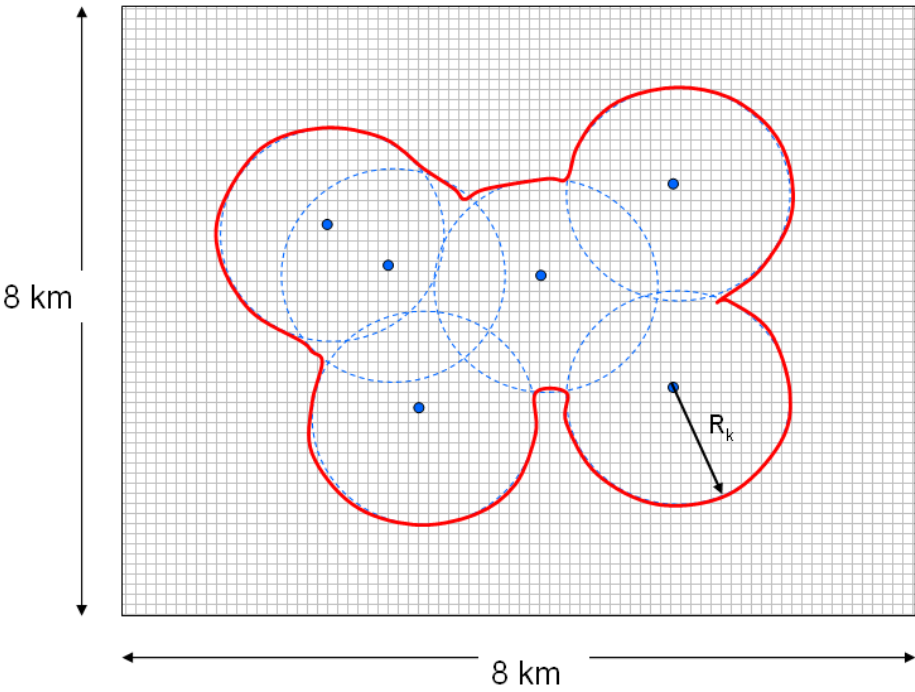


FIGURA 31 – Esquema de envoltória para comparação de resultados

As comparações foram realizadas para diversos raios de abrangência R_k , o que resultou na formação de diferentes envoltórias. De uma forma geral, quanto maior for o valor de R_k , maior é a inclusão de resultados distantes dos poços na comparação. Esta checagem foi realizada para dois instantes, equivalentes às simulações para 7 e para 35 dias. Os resultados são resumidos nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3 – Indicadores de comparação entre *Modelo 1 × híbrido* e *Modelo 2 × híbrido*, para o instante equivalente a 7 dias de simulação.

Raio (R_k) (m)	Euler, $Rinf_1$				Adams-Bashforth, ordem 4, $Rinf_2$			
	L1 (m)	L2 (m)	L_∞ (m)	R	L1 (m)	L2 (m)	L_∞ (m)	R
8000	3638,482	67,77722	14,63231	0,999899	3573,55	63,06528	9,806636	0,999912
1000	3169,918	64,93209	14,63231	0,608433	3094,692	59,97957	9,806636	0,608379
100	1091,152	49,81245	14,63231	0,021353	1029,082	43,17579	9,806636	0,020849
64,26	862,505	48,44188	14,63231	0,00963	849,5554	42,0741	9,806636	0,009224
32,13	440,8885	40,52838	14,63231	0,002741	482,4462	35,17282	7,974093	0,002531

Tabela 4 – Indicadores de comparação entre *Modelo 1* \times *híbrido* e *Modelo 2* \times *híbrido*, para o instante equivalente a 35 dias de simulação.

Raio (R _k) (m)	Euler, Rinf ₁				Adams-Bashforth, ordem 4, Rinf ₂			
	L1 (m)	L2 (m)	L ∞ (m)	R	L1 (m)	L2 (m)	L ∞ (m)	R
8000	10850,76	155,6621	19,84992	0,999459	10988,37	154,7578	17,82219	0,999463
1000	9810,385	148,5827	19,84992	0,603176	9948,663	147,631	17,82219	0,602854
100	2879,125	100,6429	19,84992	0,019814	2887,431	98,18898	17,82219	0,018318
64,26	2002,447	93,529	19,84992	0,008754	2069,96	91,39782	17,82219	0,007779
32,13	876,0393	70,65542	19,84992	0,002432	984,3085	70,17003	17,82219	0,002044

Os resultados, quando confrontados, confirmaram a proposição inicial de que o Modelo 2, correspondente ao esquema de Adams-Bashforth de quarta ordem, com raio de influência menor (Rinf₂), fornece resultados mais próximos do modelo híbrido. Quando as envoltórias de comparação abrangem a maior parte do domínio, o que ocorre para elevados valores de R_k, as normas L1 e L2, que utilizam somatórios de resíduos, tendem a fornecer valores maiores, haja vista que o número de dados também é maior. Com a redução da envoltória, tem-se uma comparação mais próxima dos poços. Nesta situação, principalmente nos dois últimos casos, quando R_k = 2 · Δx = 64,26 m e R_k = Δx = 32,13 m, os resultados advindos dos modelos essencialmente numéricos são comparados mais diretamente com os resultados analíticos do modelo híbrido. Este confronto é especialmente interessante por abordar resultados numéricos contra resultados analíticos. Tomando por base as normas L1 e L2, verifica-se que o Modelo 2 tende a apresentar valores menores para estes indicadores. A norma L ∞ , que corresponde ao valor do máximo resíduo, é indicador mais incisivo de que as respostas do Modelo 2 tendem a ser melhores.

Os valores do coeficiente de correlação (R) aproximam-se da unidade quando a envoltória de comparação contém todos os nós da malha (R_k = 8 km). Nessas circunstâncias, a maior parte dos resíduos é obtida pela diferença entre os resultados numéricos dos modelos propostos (1 e 2) e os resultados do modelo híbrido provenientes da solução numérica. Quando as comparações restringem-se à circunvizinhança dos poços, o coeficiente de correlação aproxima-se de zero, revelando o distanciamento relativo entre as soluções numéricas e analíticas. Entretanto, quando o foco é voltado para comparação das respostas relativas dos dois modelos numéricos aqui propostos, o coeficiente de correlação não indica diferenças apreciáveis entre eles.

Diante desta breve análise de diferenças relativas entre os modelos numéricos propostos e o modelo híbrido, foi possível perceber que os resultados do Modelo 2 apresentaram melhor aderência aos do modelo híbrido, inclusive nas regiões onde as comparações foram realizadas com a solução analítica. Convém lembrar que o Modelo 2, cujos resultados específicos serão apresentados daqui em diante, baseia-se na aplicação do esquema de Adams-Bashforth de quarta ordem, com uso do raio de influência R_{inf2} para modelagem do termo sumidouro.

4.3 COTAS PIEZOMÉTRICAS E VELOCIDADES DE PERCOLAÇÃO

Neste item, são apresentados alguns resultados que ilustram a evolução temporal das cotas piezométricas, ao longo do intervalo de um ano, especificado para simulação. A partir do conhecimento desta variável básica e de parâmetros hidrogeológicos do aquífero, como a condutividade hidráulica (K) e a porosidade efetiva, cujo valor é equivalente ao rendimento específico (S_y), é possível calcular campos de velocidade de percolação. Ainda que não seja o escopo deste trabalho, a estimativa das alterações nos campos de velocidade é um procedimento fundamental para o mapeamento da dispersão de poluentes em águas subterrâneas.

As FIGURAS 32 a 34 ilustram a distribuição das cotas piezométricas e do módulo das velocidades de percolação, em todo o domínio de cálculo, para três instantes distintos de simulação.

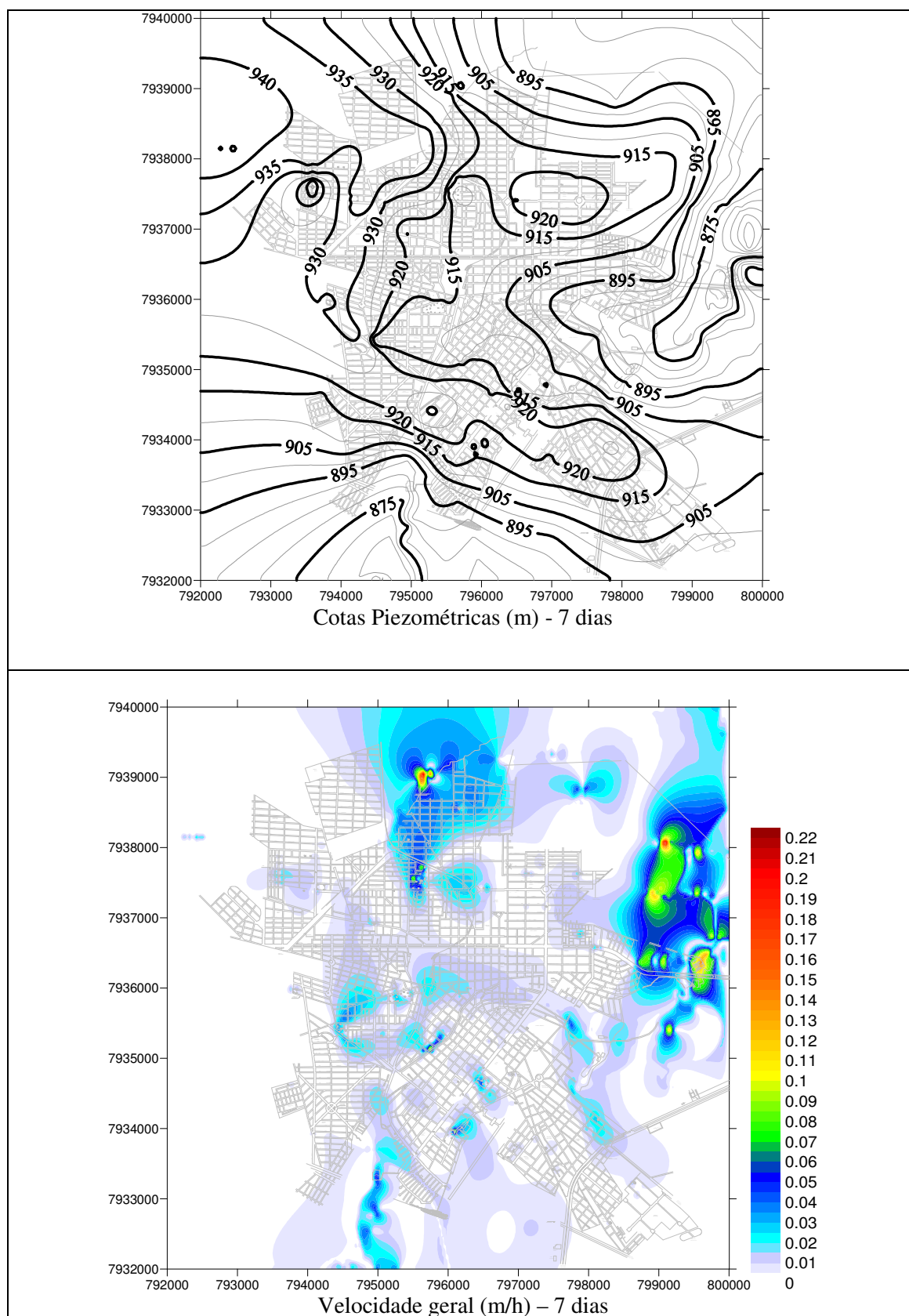


FIGURA 32 – Cotas piezométricas (m) e distribuição da velocidade de percolação geral (m/h) para um cenário de 7 dias.

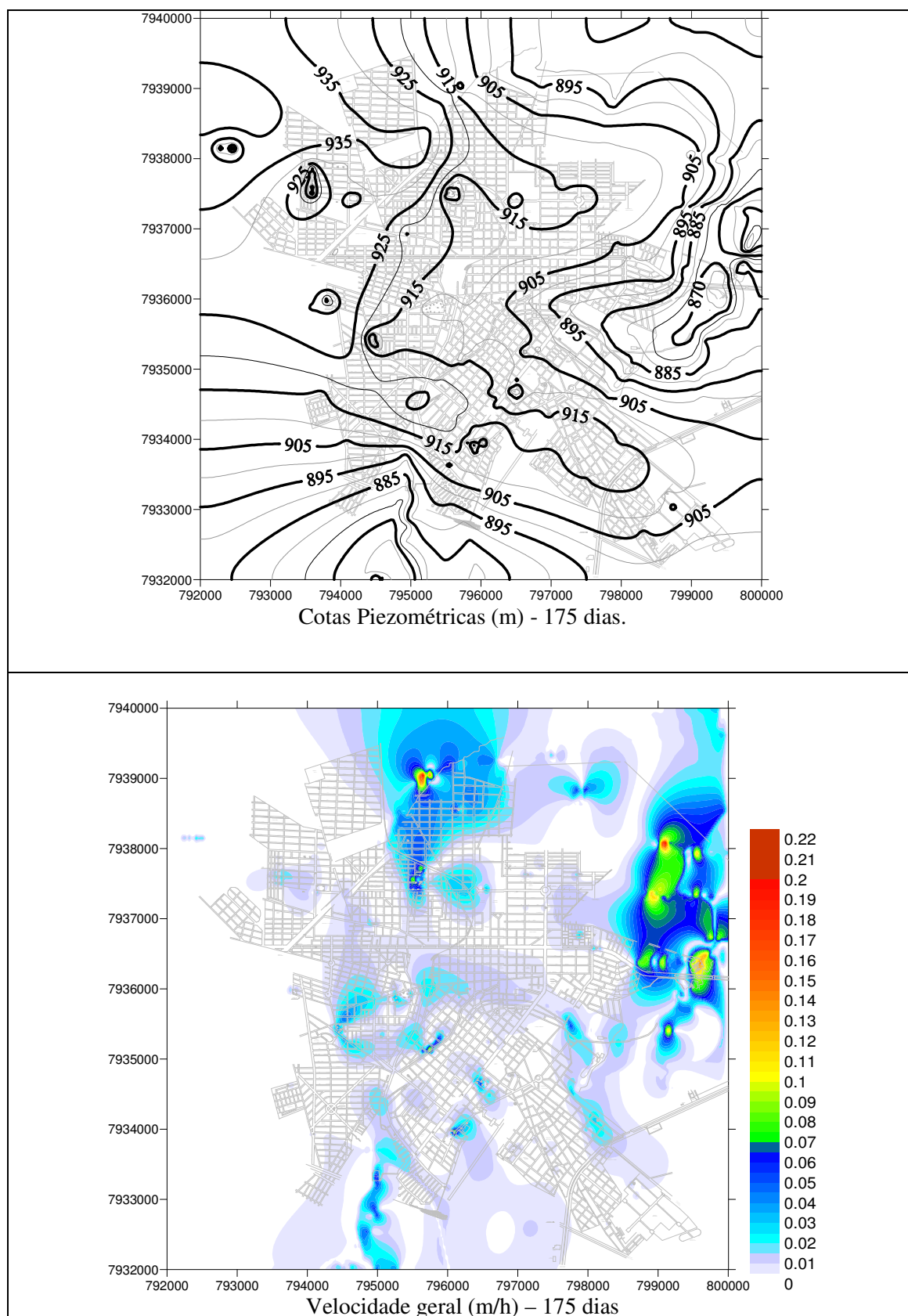


FIGURA 33 – Cotas piezométricas (m) e distribuição da velocidade de percolação geral (m/h) para um cenário de 175 dias

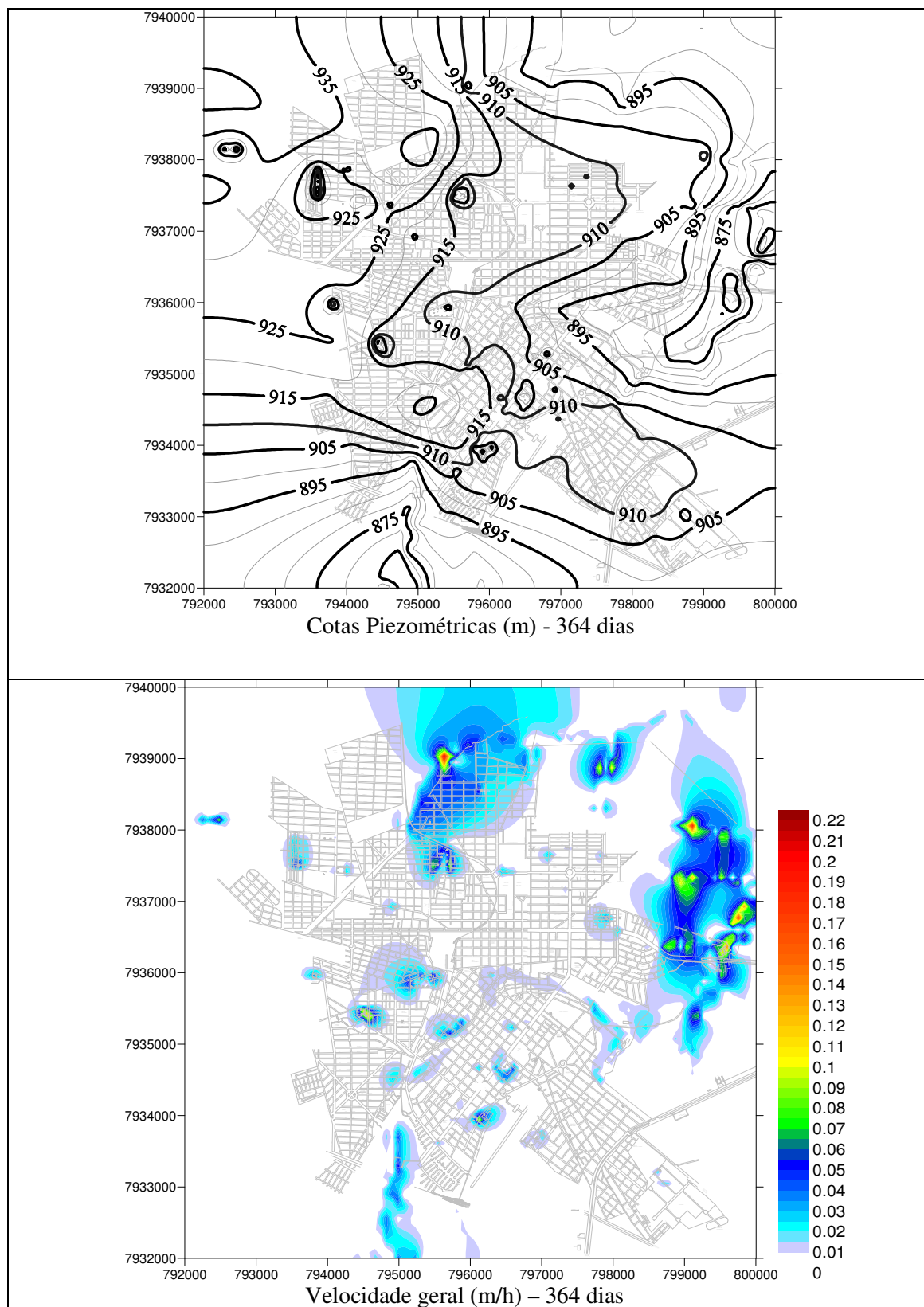


FIGURA 34 – Cotas piezométricas (m) e distribuição da velocidade de percolação geral (m/h) para um cenário de 364 dias

Na análise global do comportamento das cotas piezométricas que, no caso de aquíferos livres, correspondem às cotas altimétricas da superfície do lençol freático, verificou-se que há o surgimento e a evolução de cones de rebaixamento evidentes na vizinhança dos poços. Estes cones de depressão são identificados como iso-linhas de cotas piezométricas praticamente concêntricas aos poços. Estas perturbações alteram claramente os campos hidrodinâmicos no entorno destas singularidades, trazendo uma tendência de escoamento concêntrico aos poços. No caso das baterias de poços, os cones apresentam um avanço radial mais pronunciado, ocasionando zonas de interferência, ou de perturbações, mais extensas.

Ainda diante da análise global do escoamento sob a zona urbana, verificou-se que as maiores magnitudes de velocidade tendem a ocorrer em zonas laterais aos córregos e em pontos isolados, formando “ilhas de velocidade” praticamente concêntricas às baterias e aos poços isolados. No primeiro caso, têm-se fortes gradientes naturais do terreno em direção aos talwegues, destacando que a superfície freática, nestes setores, tende a acompanhar esses gradientes. Isto gera campos de velocidade que direcionam o escoamento para as redes superficiais de drenagem. No segundo caso, os elevados valores de velocidade de percolação devem-se justamente às interferências induzidas pelos poços. Notam-se velocidades crescentes, indicadoras de que os gradientes da superfície freática são tão maiores quanto mais se aproxima dos poços. A rigor, nestes pontos há componentes verticais de velocidade que, ao serem desprezadas nos modelos 2DH, produzem fonte de erros de modelos essencialmente numéricos como o apresentado nesta pesquisa. Neste sentido, a idéia já comentada do modelo híbrido, de se adotar soluções analíticas que considerem as propriedades verticais do aquífero na vizinhança dos poços, parece ser uma alternativa mais interessante, pelo menos no entorno destas singularidades.

A FIGURA 35 ilustra os vetores de fluxo, para toda a área simulada, no instante equivalente a 364 dias após o início do bombeamento simultâneo dos poços. Neste sentido, é possível observar o direcionamento dos vetores para os talwegues e também para algumas das baterias de poços. Os contornos indicam valores de vorticidade, uma variável indicadora da tendência de giro do escoamento em torno de um eixo vertical. Esta variável, embora seja utilizada como uma importante forma de visualização de escoamentos turbulentos e praticamente não abordada no escoamento em aquíferos

porosos, indica aqui que as singularidades, como córregos e poços, tendem a provocar curvaturas nas linhas de corrente, direcionando o escoamento para estes pontos de drenagem ou de exploração de água.

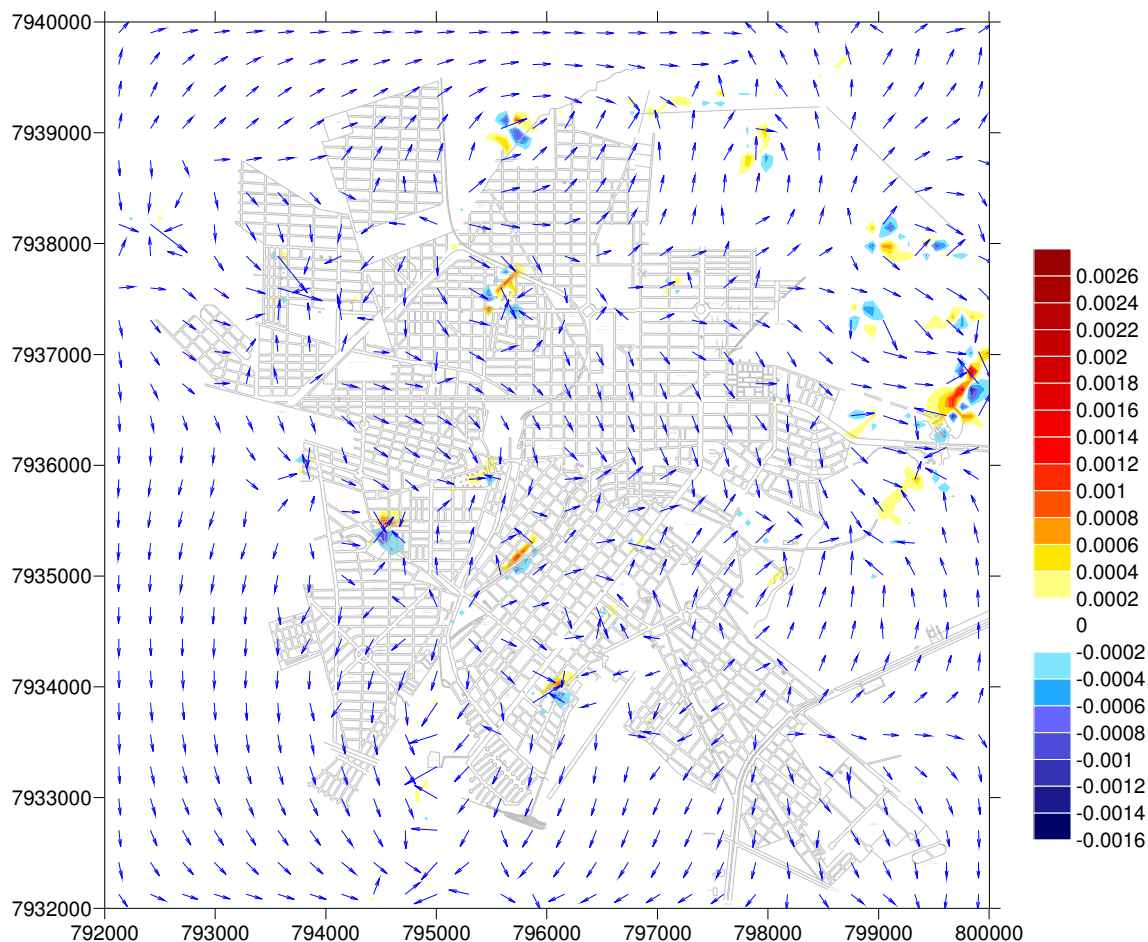


FIGURA 35 – Vetores de velocidade e contornos de vorticidade (h^{-1}) para um cenário de 364 dias

As FIGURAS 36 a 45, apresentam de forma mais detalhada as iso-linhas de cota piezométrica na vizinhança dos principais conjuntos de poços. Neste contexto, pode-se observar a evolução temporal dos cones de depressão induzidos pela retirada de água desses poços. Percebe-se que os cones avançam além da fronteira das baterias, ocasionando zonas de captura de poluentes em setores que fogem do controle da concessionária local de água. Ainda que a delimitação dessas zonas de captura não constitua um dos objetivos deste trabalho, os resultados fornecem estimativas do espalhamento dessas zonas. Percebe-se que há uma tendência de estabilização, à medida que o tempo de simulação aumenta. Isto revela a convergência para o regime de

escoamento permanente, até que surja uma nova perturbação, como a operação de um novo poço, ou taxas de recarga consideráveis, por exemplo.

Também é possível notar que, diante do princípio do modelo, de espalhar as vazões nominais dos poços para as coordenadas dos nós da malha, há certo deslocamento dos pontos de maior rebaixamento. Esta distorção sempre pode ser corrigida por um refinamento mais rigoroso da malha de discretização.

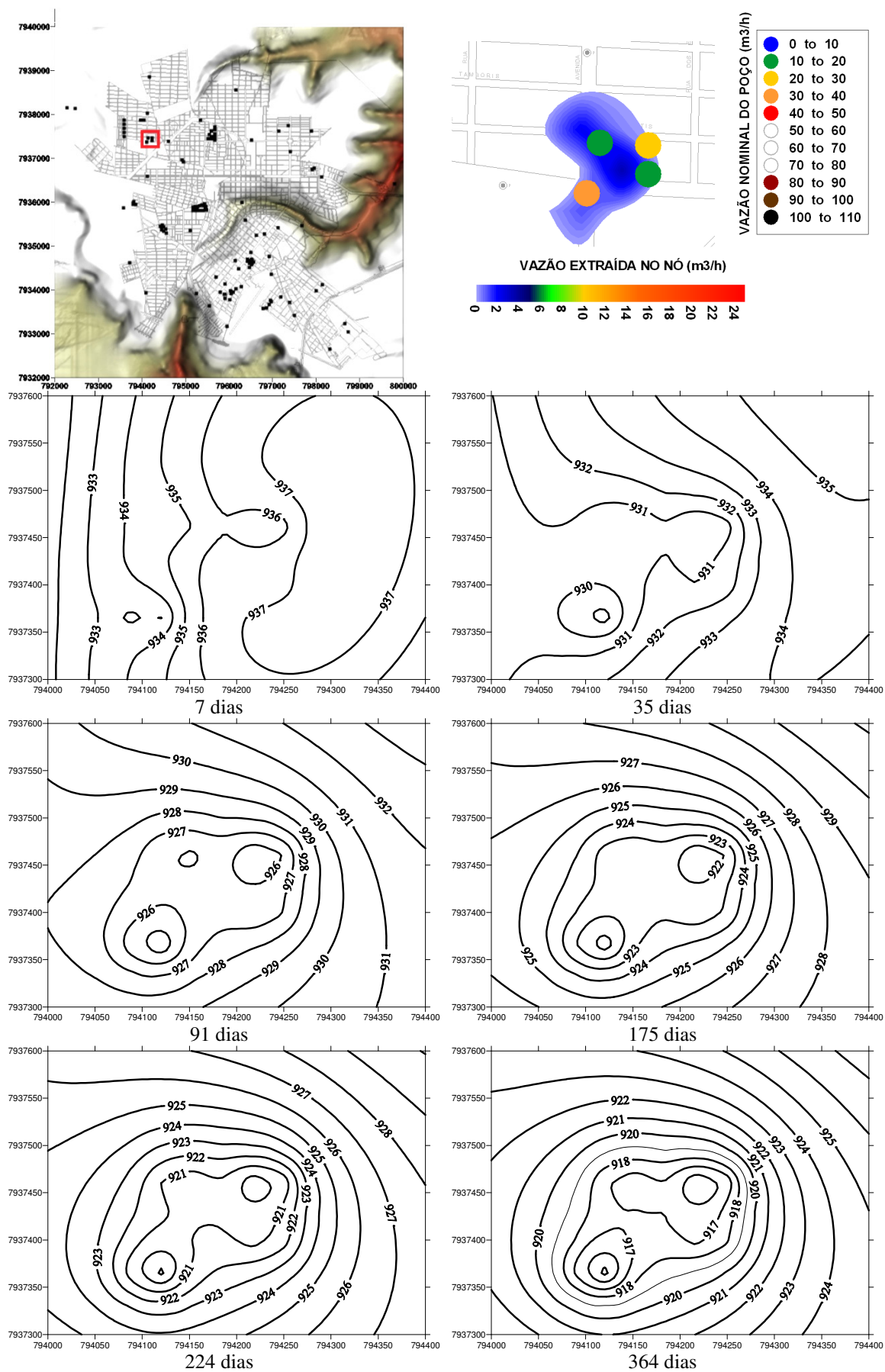


FIGURA 36 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria São Sebastião

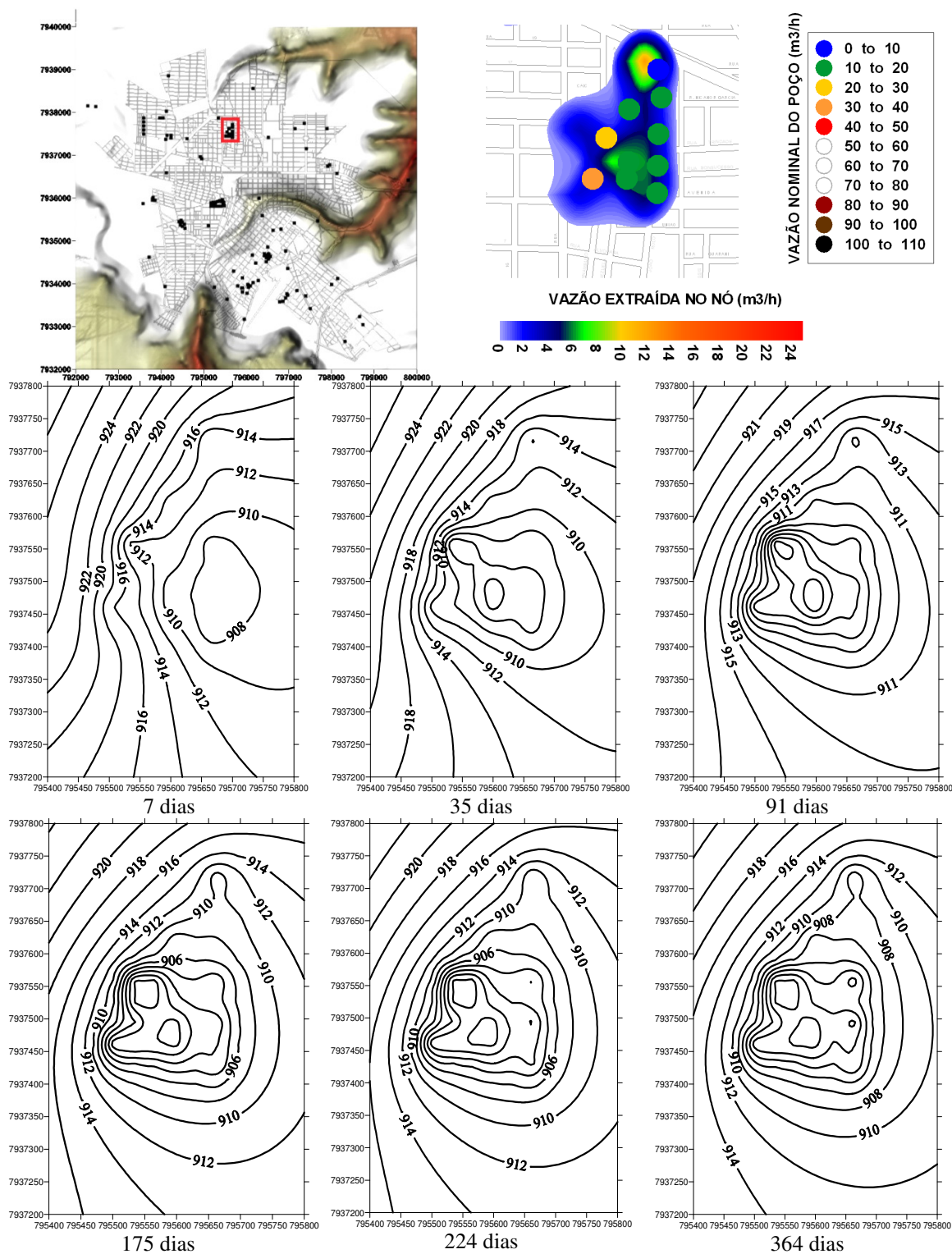


FIGURA 37 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Independência

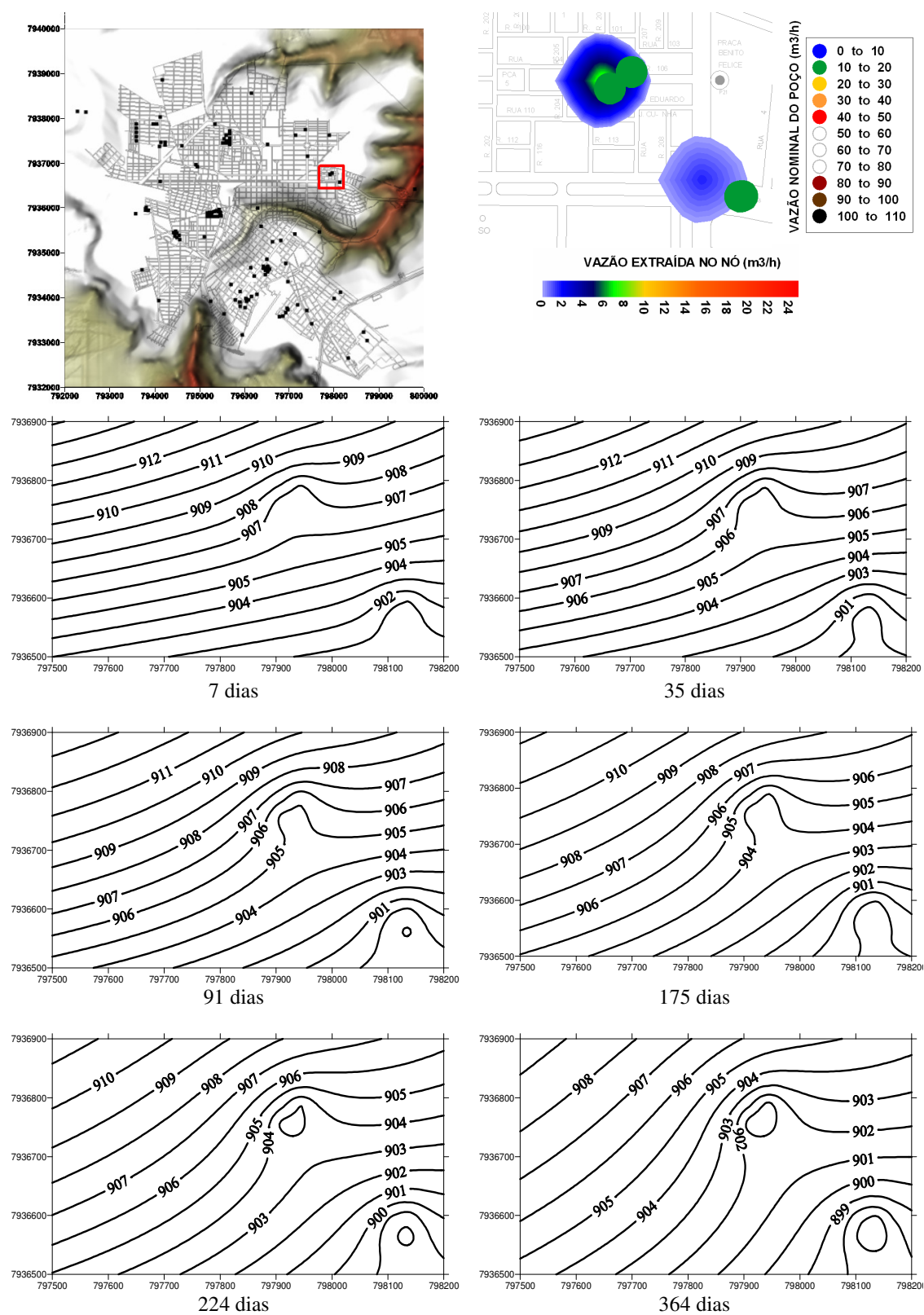


FIGURA 38 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Paraíso

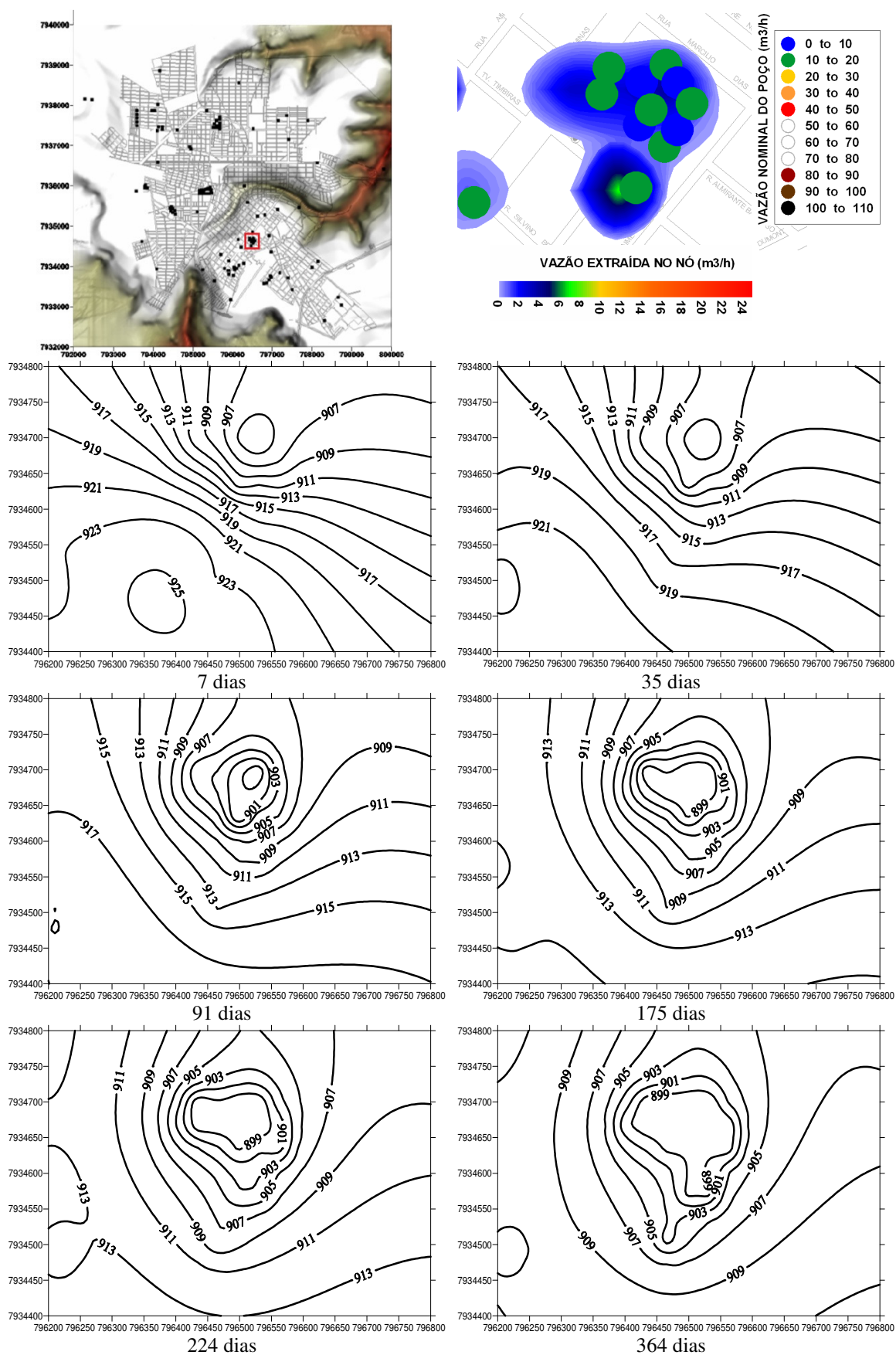


FIGURA 39 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Estadual

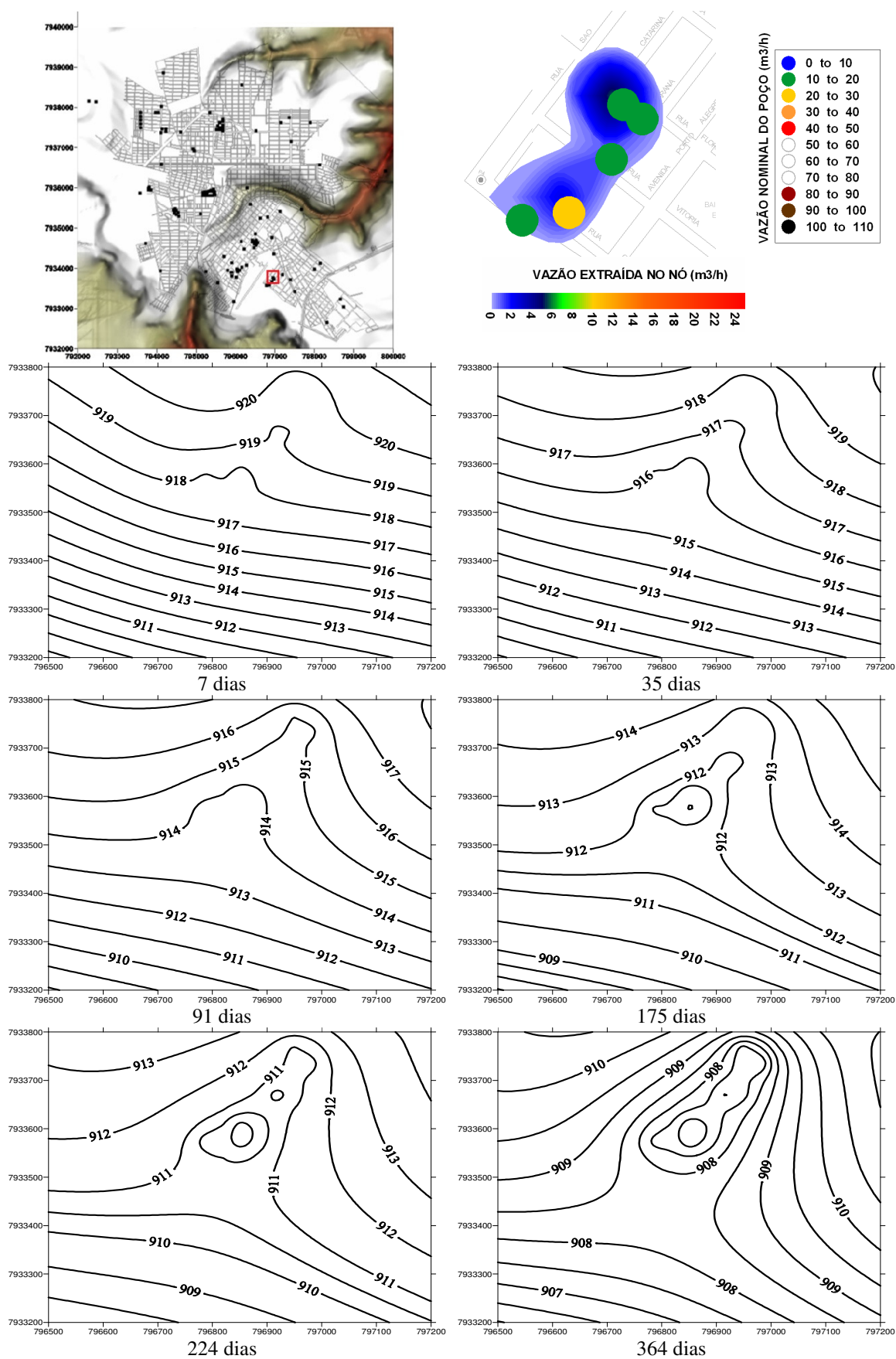
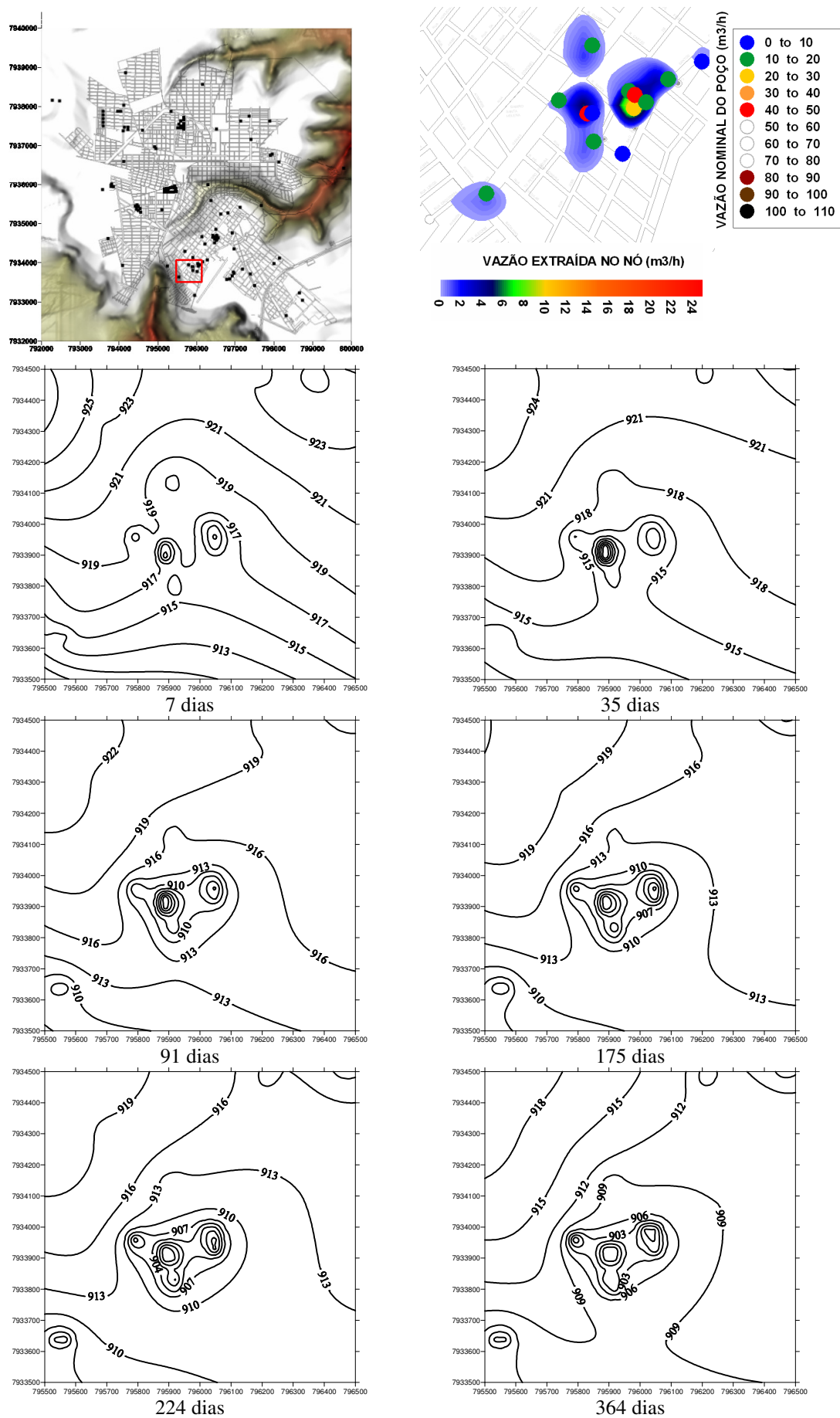


FIGURA 40 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Gutierrez



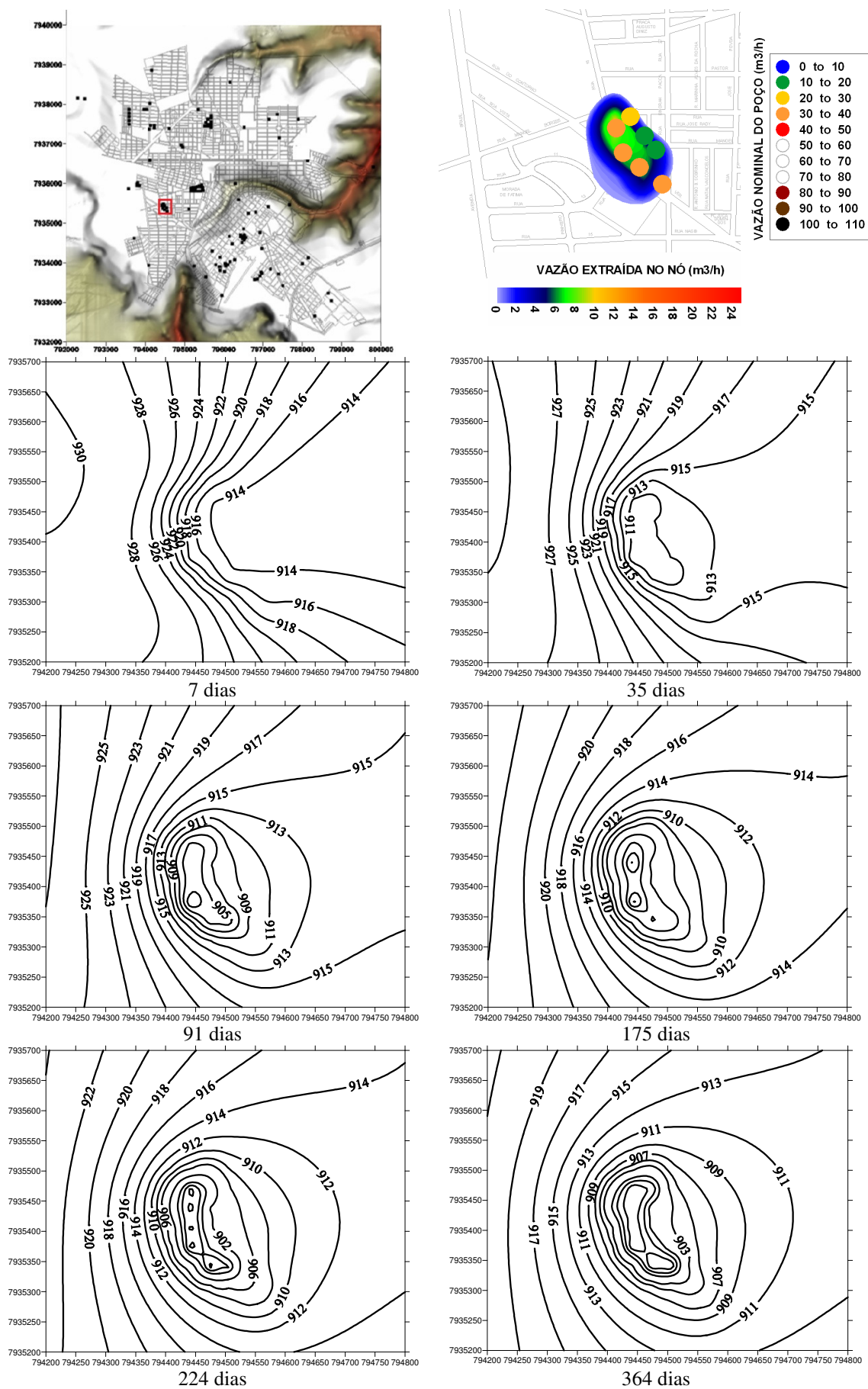


FIGURA 42 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria Chancia

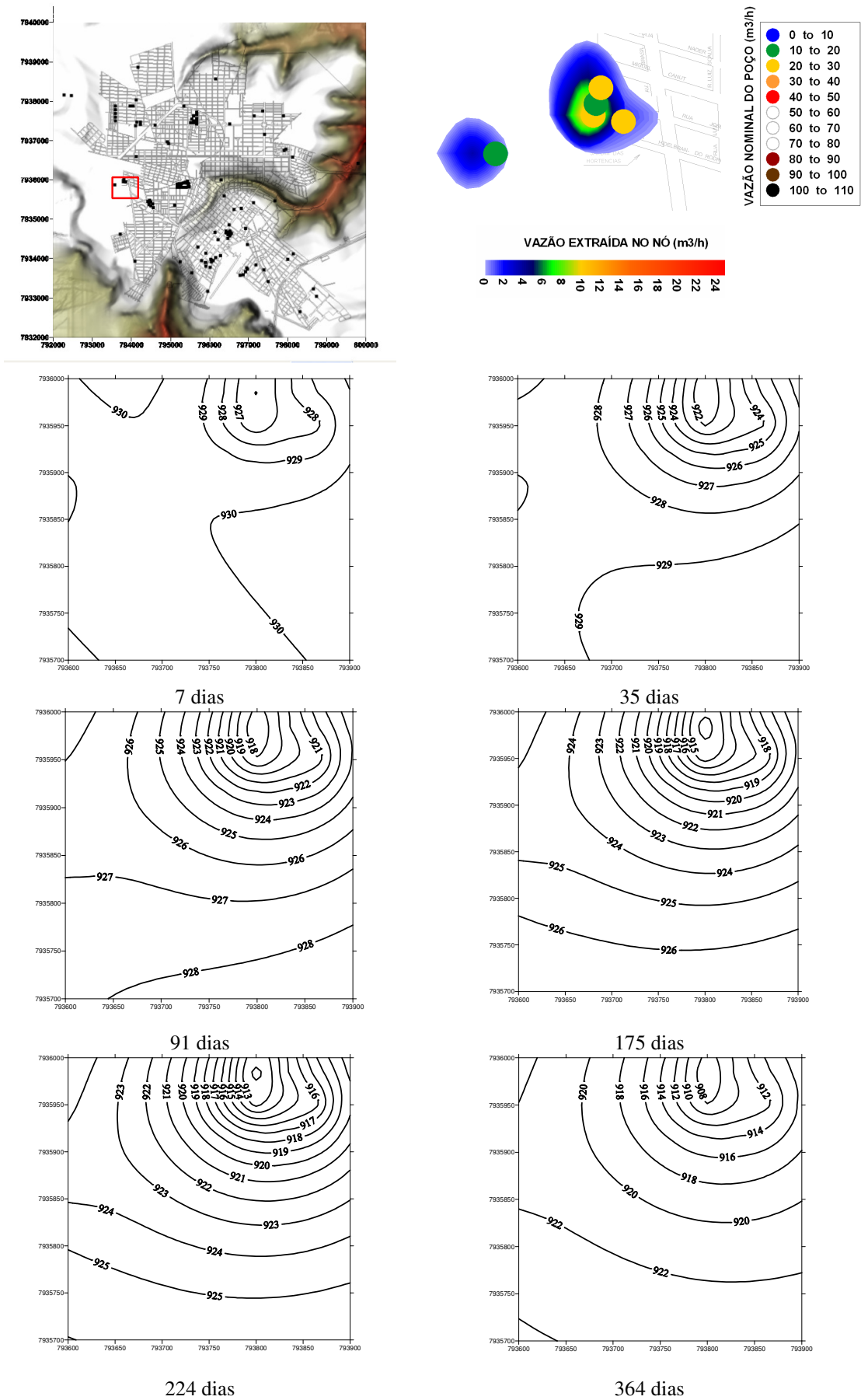


FIGURA 43 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região do conjunto de poços do Jardim das Hortências

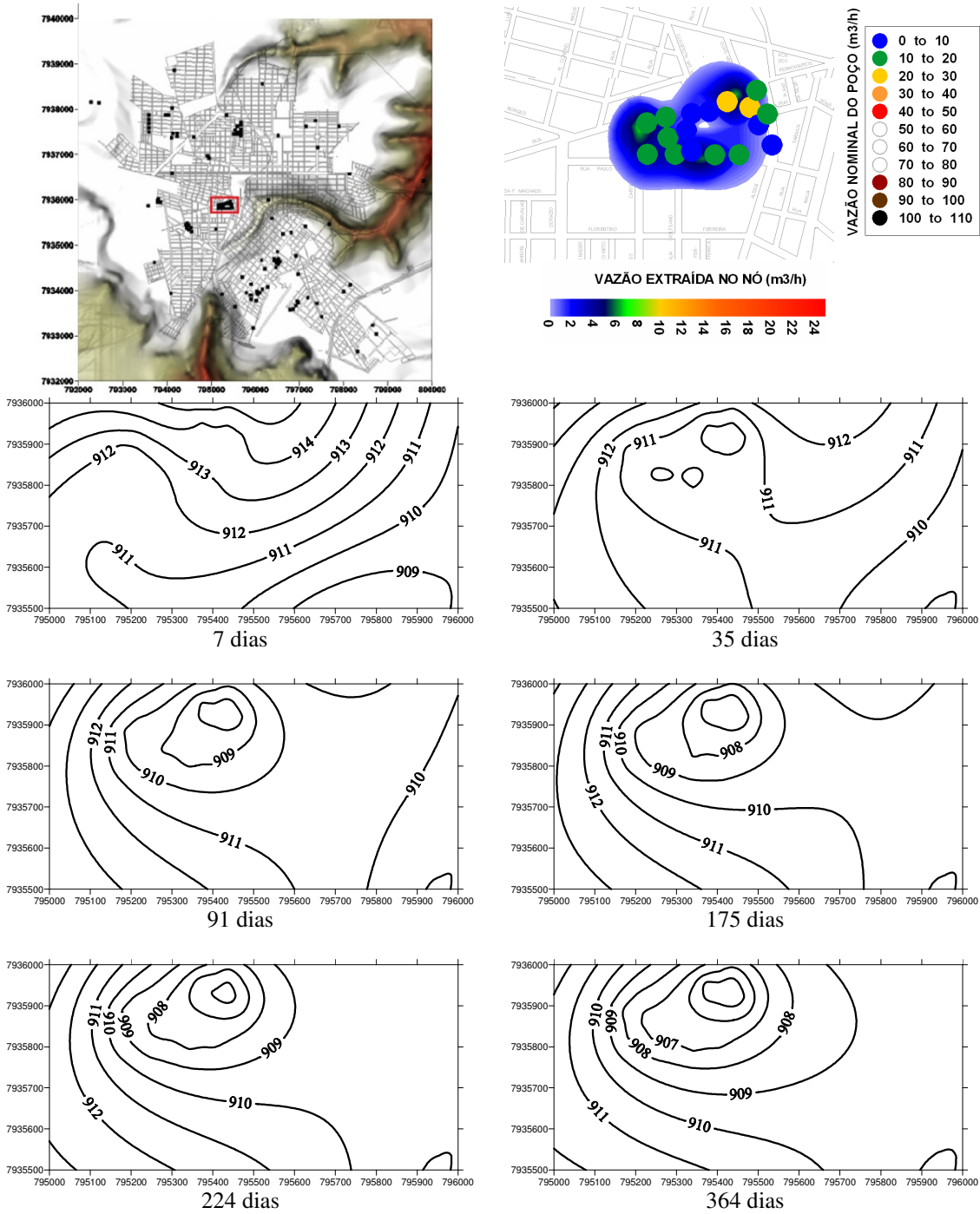


FIGURA 44 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região da bateria de Fátima

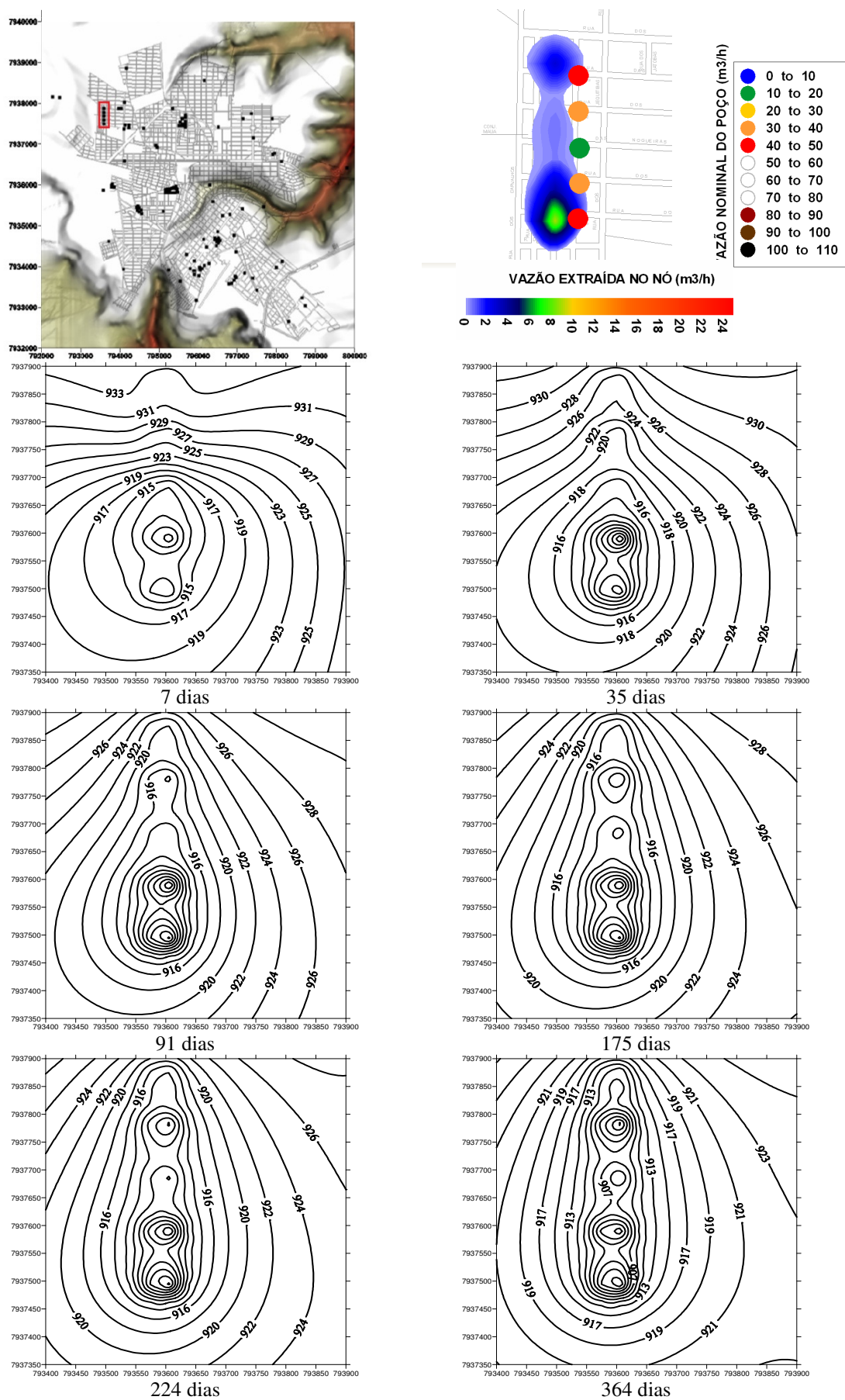


FIGURA 45 – Evolução das cotas piezométricas (m) na região de poços do Conjunto Mauá

No caso específico de aquíferos livres, o modelo ainda pode evidenciar zonas onde há reduções potenciais na espessura saturada da formação. Esta verificação atua como um importante instrumento de gestão, no sentido de se evitar a perfuração e operação de novos poços nessas regiões. Evidentemente que nem só a espessura saturada é um indicador de regiões mais propícias à alocação de novos poços. Devem ser observadas também outras características hidrogeológicas, como boa condutividade hidráulica e a espessura da zona não saturada, a qual atua como um elemento de proteção do aquífero, atenuando o avanço de poluentes. Além disto, no planejamento de sistemas de abastecimento que utilizam águas subterrâneas, devem ser observados os setores de maior demanda de água, evitando, na medida do possível, a perfuração de poços distantes destas regiões.

As FIGURAS 46 a 49 ilustram a evolução temporal da espessura saturada, ou simplesmente, a distribuição das espessuras do aquífero para instantes distintos de simulação. Nota-se que as maiores espessuras localizam-se na porção noroeste e que há tendências de decaimento na direção dos talwegues. A presença de poços e a consequente formação de cones de depressão também provocam quedas de espessura nas proximidades das baterias de poços.

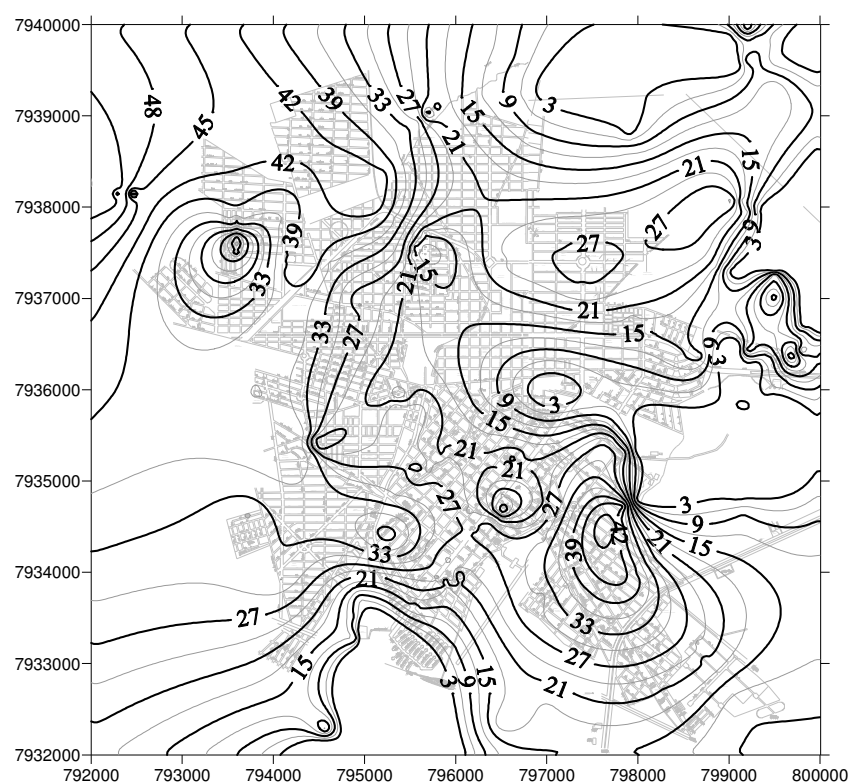


FIGURA 46 – Espessura saturada (m) para um cenário de 7 dias

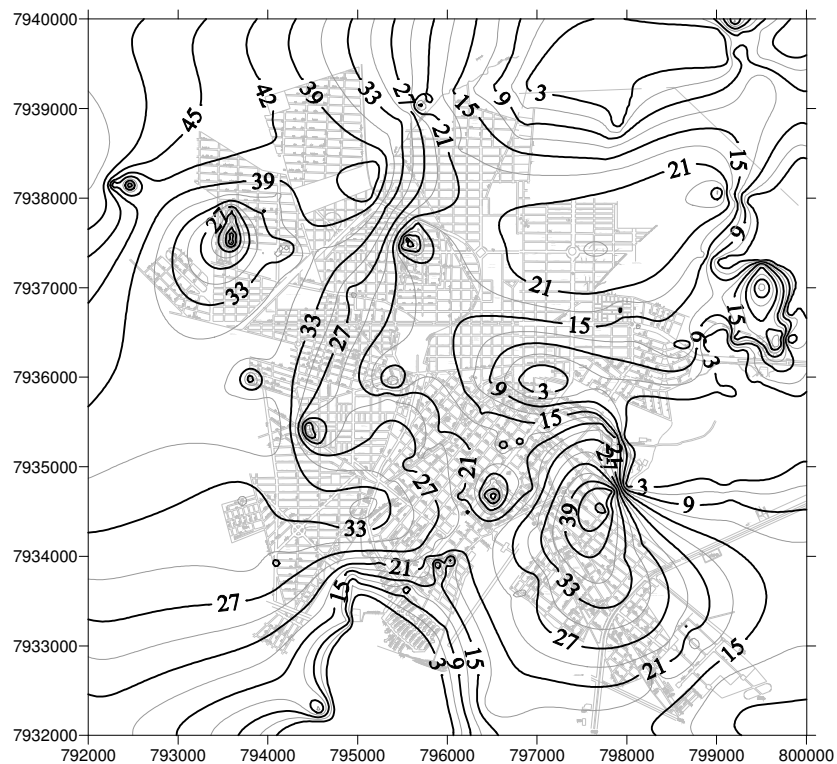


FIGURA 47 – Espessura saturada (m) para um cenário de 91 dias.

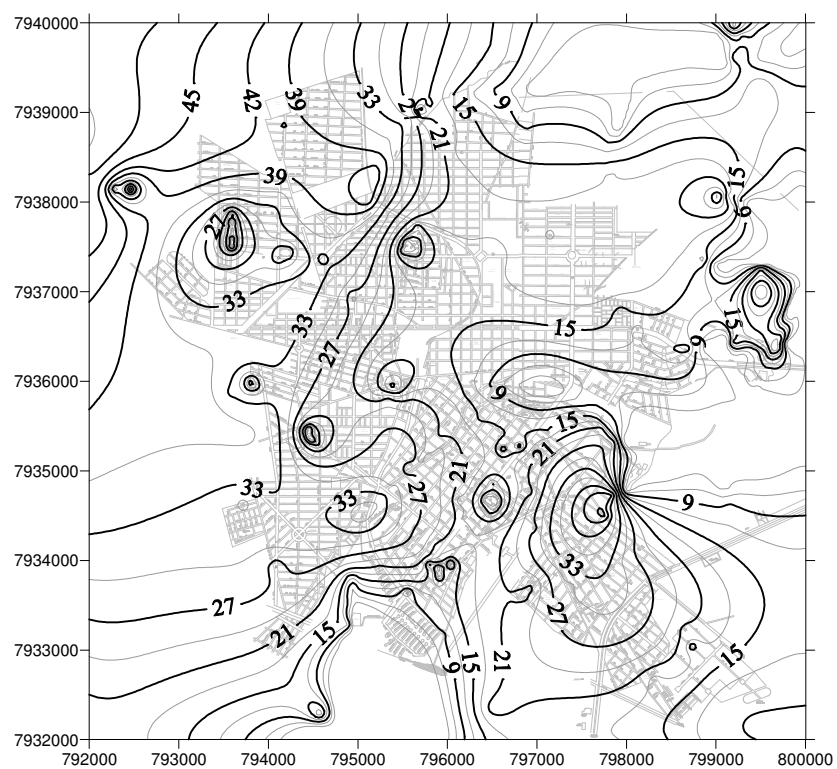


FIGURA 48 – Espessura saturada (m) para um cenário de 224 dias

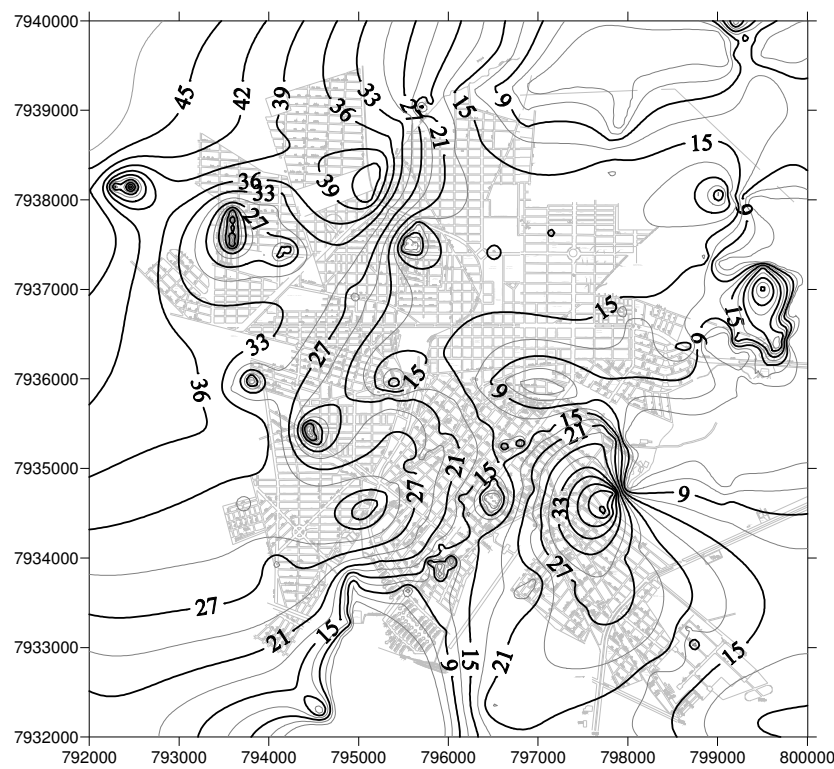


FIGURA 49 – Espessura saturada (m) para um cenário de 364 dias

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

O conhecimento da hidrogeologia e da dinâmica local de um sistema aquífero é fator essencial para a gestão dos recursos hídricos subterrâneos. Porém, dados de campo em quantidade e qualidade segura são bastante onerosos. A modelagem matemática fornece condições de simular o sistema real, a partir de dados de campo em quantidades significativamente menores, o que implica na redução de custos.

O modelo desenvolvido neste trabalho pode ser aplicado para qualquer aquífero livre, desde que valores pontuais dos parâmetros hidrogeológicos estejam disponíveis. A modelagem e simulação do escoamento, em aquíferos livres sotopostos a zonas urbanas, permitem simular as perturbações que a operação de poços tubulares provoca na superfície piezométrica.

Os resultados dos Modelos 1 e 2, quando confrontados com o modelo híbrido elaborado por Alamy Filho e Segantini (2010), evidenciaram que o Modelo 2, correspondente ao esquema de Adams-Bashforth de quarta ordem, com raio de influência menor (R_{inf2}), fornece resultados mais próximos do modelo híbrido. Esta aproximação fica mais evidente dentro dos cones de depressão induzidos pelos poços. Este fato sugere que o Modelo 2 está mais próximo da solução analítica e que, diante desta base de comparação, tende a apresentar resultados mais próximos da realidade.

Na simulação do comportamento das cotas piezométricas verificou-se que há o surgimento e a evolução de cones de rebaixamento evidentes na vizinhança dos poços e principalmente das baterias. Estes cones de depressão são identificados como iso-linhas de cotas piezométricas praticamente concêntricas aos poços. Estas perturbações alteram claramente

os campos hidrodinâmicos no entorno destas singularidades, trazendo uma tendência de escoamento concêntrico aos poços. No caso das baterias de poços, os cones apresentam um avanço radial mais pronunciado, ocasionando zonas de interferência, ou de perturbações, mais extensas.

Na análise mais detalhada das cotas piezométricas na vizinhança dos principais conjuntos de poços, percebe-se que há uma tendência de estabilização, à medida que o tempo de simulação aumenta. Isto revela a convergência para o regime de escoamento permanente, até que surja uma nova perturbação, como a operação de um novo poço, ou taxas de recarga consideráveis, por exemplo.

Verificou-se também que as maiores magnitudes de velocidade tendem a ocorrer em zonas laterais aos córregos e em pontos isolados, formando “ilhas de velocidade” praticamente concêntricas às baterias e aos poços isolados. No primeiro caso, têm-se fortes gradientes naturais do terreno em direção aos talwegues, destacando que a superfície freática, nestes setores, tende a acompanhar estes gradientes. Isto gera campos de velocidade que direcionam o escoamento para as redes superficiais de drenagem. No segundo caso, os elevados valores de velocidade de percolação devem-se justamente às interferências induzidas pelos poços. Notam-se velocidades crescentes, indicadoras de que os gradientes da superfície freática são tão maiores quanto mais se aproxima dos poços.

Em relação à espessura saturada, as maiores espessuras localizam-se na porção noroeste e há tendências de decaimento na direção dos talwegues. A presença de poços e a consequente formação de cones de depressão também provocam quedas de espessura nas proximidades das baterias de poços. O conhecimento da espessura saturada auxilia nas decisões de perfuração e operação de novos poços em zonas urbanas que utilizam água subterrânea de aquíferos livres para abastecimento. Evidentemente que nem só a espessura saturada é um indicador de regiões mais propícias à alocação de novos poços. Devem ser observadas também outras características hidrogeológicas, como boa condutividade hidráulica e a espessura da zona não saturada, a qual atua como um elemento de proteção do aquífero, atenuando o avanço de poluentes. Além disto, no planejamento de sistemas de abastecimento que utilizam águas subterrâneas, devem ser observados os setores de maior demanda de água, evitando, na medida do possível, a perfuração de poços distantes destas regiões.

O modelo matemático aqui proposto deve ser revisado e aprimorado, de forma a representar cada vez melhor, e tanto quanto possível, o sistema real. Por exemplo, um maior grau de refinamento da malha pode evitar o deslocamento de pontos de maior rebaixamento, ou então, podem ser adotadas soluções analíticas que considerem as propriedades verticais do aquífero na vizinhança dos poços. O modelo desenvolvido no presente trabalho revela uma interessante ferramenta para simular as perturbações que a operação de poços tubulares provoca na superfície piezométrica, além de ser implementado em uma planilha de cálculo e um software acessível a maior parte dos pesquisadores brasileiros.

REFERÊNCIAS

ABAS – Associação brasileira de água subterrânea (2009). Disponível em: <<http://www.abas.org.br>>. Acesso em 20 de junho 2011.

ALAMY FILHO, J. E. Determinação de rebaixamentos em sistemas de poços tubulares através da construção e aplicação de programa específico. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

ALAMY FILHO, J. E.; SEGANTINI, M. O. Um modelo híbrido para simulação de escoamentos em aquíferos situados em zonas urbanas. *In: XXIV Congresso Latinoamericano de Hidráulica*, 2010, Punta del Este. XXIV Congresso Latinoamericano de Hidráulica, 2010.

_____. Mapeamento do sistema aquífero Bauru subjacente à cidade de Araguari-MG. *In: XVI Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas e XVII Encontro Nacional de Perfuradores de Poços*, 2010, São Luís. XVI Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas e XVII Encontro Nacional de Perfuradores de Poços, 2010.

BOGONHA, C. A. A utilização da modelagem matemática como ferramenta para a gestão integrada e sustentável dos recursos hídricos subterrâneos: uma proposta para o município de Araraquara- S.P. Dissertação de Mestrado, Centro universitário de Araraquara – UNIARA, 2005.

BURROUGH, P. A.; MCDONNELL, R. A. Principles of Geographical Information Systems. New York: Oxford University Press, 1998.

CAPUCCI, E.; MARTINS, A. M.; MANSUR, K. L.; MONSORES, A. L. M. Poços tubulares e outras captações de águas subterrâneas. DRMRJ- Departamento de Recursos Minerais do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2001.

CLEARY, R. W. Hidrologia de Águas Subterrâneas. *In*: RAMOS et al. 1989. Engenharia Hidrológica. ABRH e Ed. UFRJ. Rio de Janeiro-RJ.

_____. Qualidade das Águas Subterrâneas. *In*: PORTO et al. Hidrologia Ambiental. ABRH e EDUSP. São Paulo, 1991.

COSTA, W. D.; MANOEL FILHO, J.; SANTOS, A. C.; COSTA FILHO, W. D.; MONTEIRO, A. B.; DE SOUZA, F. J. A. (1998). Zoneamento de exploração das águas subterrâneas na cidade do Recife-PE. *In*: Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, 10. São Paulo.

FETTER, C. W. Applied Hydrogeology. New Jersey: Prentice Hall, 4a ed., 2001.

FREIRE, C. C.; PEREIRA, J. S.; RIBEIRO, M. M. R.; KIRCHHEIM, R.. A importância da gestão dos recursos hídricos subterrâneos. *In*: Simpósio Internacional sobre gestão de recursos hídricos, 1998, Gramado.

FREEZE, R. A.; CHERRY J. A. Groundwater. Prentice-Hall. 1979.

IGM - Instituto Geológico e Mineiro (2001). Água Subterrânea: Conhecer para Preservar o Futuro. Disponível em: <http://eeo.ineti.pt/geociencias/edicoes_online/diversos/agua_subterranea/indice.htm>. Acesso em: 30 de junho de 2011.

LAZARIM, H. A.; LOUREIRO, C. O. (2000). Modelagem hidrogeológica computacional do sistema de fluxo de águas subterrâneas no bairro Jardim Canadá – Quadrilátero Ferrífero. Nova Lima, MG. *In: Congresso mundial integrado de águas subterrâneas.* Fortaleza, 2000.

MENDONÇA *et al.* (1999). Simulação do cone de rebaixamento do poço 4-BO-01-PE na Chapada do Araripe utilizando o MODFLOW. *In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos.* Belo Horizonte, 1999.

MIDISEGNI. Disponível em:<
http://www.midisegni.it/disegni/mondo/ciclo_hidrologico.gif> Acesso em: Novembro de 2011.

MONTEIRO, A. B.(2000). Modelagem do fluxo subterrâneo nos Aquíferos da Planície do Recife e seus encaixes. Dissertação Mestrado, Centro de tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco.

NOBRE. M, M, M,; NOBRE. R, C, M. (2001). Caracterização hidrogeológica para o uso racional e proteção dos Mananciais Subterrâneos em Maceió, AL. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v.6, n.5, p. 7-20. Jan/Mar.

NEUMAN, S. P. Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response. *Water Resources Research*, v.10, n.2, p. 303-312, 1974.

SANTOS, M. M.; CAETANO CHANG, M. R.; CHANG, H. K. Utilização de SIG na avaliação do uso da água do Sistema Aquífero Guarani no Estado de São Paulo. *In: XVI Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas e XVII Encontro Nacional de Perfuradores de Poços*, 2010, São Luís. XVI Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. São Paulo: Associação Brasileira de Águas Subterrâneas, 2010.

SAPRIZA, G.; GASTMANS, Didier; de los SANTOS, J. ; FLAQUER, A.; CHANG, H.K; GUIMARAENS, M.; PAULA E SILVA, F. Modelo Numérico de Fluxo do Sistema Aquífero Guarani (SAG) em Área de Afloramentos - Artigas (UY)/Quaraí (BR). *Águas Subterrâneas* (São Paulo), v. 25, p. 29-45, 2011.

SEGANTINI, M. O. Mapeamento do aquífero Bauru situado sob a zona urbana de Araguari, MG. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Uberlândia, 2010.

SOUZA, N. A. Vulnerabilidade à poluição das águas subterrâneas: um estudo do Aquífero Bauru na zona urbana de Araguari, MG. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Uberlândia, 2009.

VIERO, Antônio Pedro – UFRGS/CREA. Disponível em: <http://www.hidro.ufcg.edu.br/twiki/pub/HidrologiaAplicada>>. Acesso em: Setembro de 2011.

VON SPERLING, M. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 2.ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 243p.

WENDLAND, Edson. Disponível em: http://albatroz.shs.eesc.usp.br/~ew/SHS-403/2_semestre/aula_12_asub.PDF>. Acesso em: Agosto de 2011.