



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

SIMULAÇÃO DE FLUXO UNIDIMENSIONAL EM AQUÍFEROS
ALUVIAIS COM BARRAGENS SUBMERSAS

JORGE LUIZ RABELO

CAMPINA GRANDE

SETEMBRO/2000

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

SIMULAÇÃO DE FLUXO UNIDIMENSIONAL EM AQUÍFEROS

ALUVIAIS COM BARRAGENS SUBMERSAS

JORGE LUIZ RABELO

CAMPINA GRANDE- PB

SETEMBRO DE 2000

JORGE LUIZ RABELO

**SIMULÇÃO DE FLUXO UNIDIMENSIONAL EM AQUÍFEROS ALUVIAIS
COM BARRAGENS SUBMERSAS**

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

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HÍDRICOS

ORIENTADOR: HANS DIETER MAX SCHUSTER

Campina Grande – PB

SETEMBRO DE 2000



R114s Rabelo, Jorge Luiz.
Simulação de fluxo unidimensional em aquíferos aluviais com barragens submersas / Jorge Luiz Rabelo. - Campina Grande, 2000.
84 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 2000.
"Orientação : Prof. Dr. Hans Dieter Max Schuster".
Referências.

1. Aquíferos Aluviais. 2. Barragens Submersas. 3. Água Subterrânea - Fluxo. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Schuster, Hans Dieter Max. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 556.33(043)

SIMULAÇÃO DE FLUXO UNIDIMENSIONAL EM AQUIFEROS
ALUVIAIS COM BARRAGENS SUBMERSAS

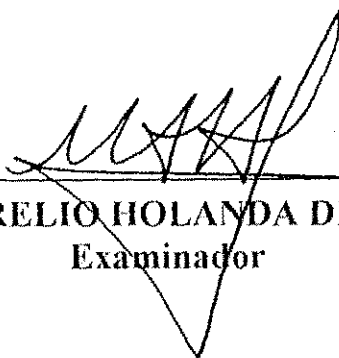
DISSERTAÇÃO APROVADA EM 22 DE SETEMBRO DE 2000



Prof. HANS DIETER MAX SCHUSTER – Ph.D
Orientador



Prof. VAJPEYAM SRIRANGACHAR SRINIVASAN – Ph.D
Examinador



Prof. MARCO AURELIO HOLANDA DE CASTRO – Ph.D.
Examinador

Campina Grande – PB
Setembro de 2000

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Hans Dieter Max Schuster pela dedicação das muitas horas de orientação deste trabalho.

A todos os professores da Área de Recursos Hídricos do Depto. de Engenharia Civil, Campus II, da UFPB, por terem durante os cursos ministrados me ajudado, direta ou indiretamente, na escolha pela a área de Águas Subterrâneas, em especial ao Prof. Vajapeyam S. Srinivasan e à Profa. Rosires C. Curi.

Aos colegas da pós-graduação pelo convívio construtivo, companheirismo e amizade ao longo de toda minha permanência em Campina Grande, especialmente aos colegas Silvestre, Ricardo, Eunice, Betânea e José Gomes.

À CAPES e à Área de Recursos Hídricos pelo apoio à pesquisa.

Por fim, agradeço especialmente à minha esposa, Alvaceli e minhas filhas Gabriela e Laís, pela compreensão e decisivo apoio indispensáveis durante esta etapa.

DEDICATÓRIA

Ao Meu Pai e Maior Amigo
Renato Rabelo
(em memória)

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	IV
DEDICATÓRIA	V
SUMÁRIO	VI
LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABELAS.....	XII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
RESUMO.....	XV
ABSTRACT.....	XVI
1 – INTRODUÇÃO	1
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 – Aquífero Aluvial	3
2.1.1 – Origem e Caracterização	3
2.1.2 – Constituição Granulométrica do Depósito Aluvial.....	4
2.1.3 – Exploração do Aquífero Aluvial.....	6
2.2 – Barragens Submersas.....	8
2.2.1 – Características Gerais de Funcionamento e Breve Histórico	8
2.2.2 – Classificação e Tipos Principais	9
2.2.3 – Viabilidade e Alocação	15
2.2.4 – Sistema de Barragens Sucessivas.....	17
2.3 – Trabalhos Anteriores Realizados na Área de Estudo de Sta. Luzia – PB.....	18

2.4 – Equações Básicas de Fluxo de Água Subterrânea.....	20
2.4.1 – Equação de Darcy e Potencial de Hubbert.....	21
2.4.2 – Anisotropia do Meio Poroso e Generalização da Equação de Darcy.....	21
2.4.3 – Equação da Continuidade.....	22
2.4.4 – Fluxo em Aquífero Confinado.....	23
2.4.5 – Fluxo em Aquífero Não Confinado.....	24
2.5 – Modelos Numéricos.....	26
2.5.1 – Método de Diferenças Finitas.....	26
2.5.1.1 – Método Explícito.....	27
2.5.1.2 – Método Implícito.....	29
2.5.1.3 – Método de Volumes Finitos.....	30
2.5.1.4 – Métodos de Solução de Equações.....	34
2.5.2 – O Programa Computacional PMWIN (MODFLOW).....	35
2.5.2.1 – Características Gerais.....	36
2.5.2.2 – A Utilização do Programa.....	37
2.5.3 – O Programa Auxiliar.....	40
2.5.3.1 – Descrição do Funcionamento.....	41
3 – A ÁREA DE ESTUDO.....	45
3.1 – Características Geográficas e Hidrografia.....	45
3.2– Hidrogeologia da Área.....	48
3.3 – Observações e Medições de Campo.....	51
4 – DEFINIÇÃO E APLICAÇÃO DO MODELO.....	58
4.1 – Características Gerais do Modelo.....	58

4.2 – Descrição do Modelo Unidimensional.....	59
4.3 – Condições de Contorno e Valores Iniciais.....	62
4.4 – Calibração do Modelo.....	67
5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	70
6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	77
7 – BIBLIOGRAFIA.....	79
ANEXOS.....	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Vale mostrando calha viva e terraços (fonte: adaptado de COSTA, 1997)..	4
Figura 2.2 – Variações de composição do depósito aluvial (fonte: COSTA, 1997)	5
Figura 2.3 – Esboço das características gerais de uma barragem subterrânea com poço a montante (fonte: adaptado de HANSON & NILSSON (1986),	11
Figura 2.4 – Barragem subterrânea - Modelo CPATSA (fonte: COSTA, 1997)	12
Figura 2.5 – Barragem subterrânea tipo COSTA & MELO (fonte: CIRILO et al, 1998).	13
Figura 2.6 – Barragem subterrânea modelo - Modelo CAATINGA(fonte: COSTA, 1997)	14
Figura 2.7 – Esboço das características gerais de uma barragem de assoreamento construída por etapas de construção e assoreamento (fonte: adaptado de HANSON & NILSSON (1986),	15
Figura 2.8 – Sistema com barragem de cabeceira e barragens submersas sucessivas (fonte: UEHARA et al, 1981).....	18
Figura 2.9 – Malha centrada nos vértices da células.....	27
Figura 2.10 – Malha centrada no meio das células e os fluxos laterais em relação ao elemento 0 (fonte: MONTEIRO, 1997)	30
Figura 2.11 - Fluxograma das etapas principais do Programa Auxiliar.....	43

Figura 3.1 – Mapa da sub-bacia hidrográfica de drenagem Rio Seridó (fonte: MONTEIRO, 1997)	46
Figura 3.2 – Mapa da localização da área de estudo (fonte: SCHUSTER et al, 1999)	47
Figura 3.3 – Barragem B ₁ - o limite jusante do trecho aluvial estudado (abril de 2000)	49
Figura 3.4 Efeito da barragem B ₂ sobre a vegetação (fevereiro de 1997)	50
Figura 3.5 – Pluviometria da área de estudo P(mm): (a) no de 1998; (b) ano de 1999; (c) 1º quadrimestre de 2000.....	52
Figura 3.6 – Mapa esquemático da área localizando B ₁ , B ₂ e poços observados.....	53
Figura 3.7 – Visualização da fronteira de umidade no local da barragem B ₂ (abril de 2000)	55
Figura 3.8 – Lâmina escorrendo sobre a lateral da barragem B ₂ (abril de 2000).....	56
Figura 3.9 – Rebaixamento do nível freático observado em seis piezômetros num período de estiagem entre 18/08/96 e 13/03/97 (fonte: SILVA, 1998)....	56
Figura 4.1 – Ilustração das três situações simuladas e localização dos poços virtuais de observação: a) caso 1 – situação sem barragens (hipotético); b) caso 2 – situação com apenas a barragem B ₁ (hipotético); c) caso 3 – situação com ambas as barragens B ₁ e B ₂ (real).....	59
Figura 4.2 – Ilustração das variáveis e parâmetro referentes à Equação (4.2.2)	61
Figura 4.3 – Malha com ampliação das zonas onde se encontram as barragens, limite montante e posição de poços de observação virtuais.....	62

Figura 4.4 – Cotas do embasamento cristalino no modelo $b(m)$, e as cotas de nível freático $h(m)$ em agosto de 1996 (SILVA, 1998).....	63
Figura 4.5 – Esboço referente à Equação (4.3.2) (adaptado de MARIÑO & LUTHIN, 1962)	65
Figura 4.6 – Malha extrapolada pelo método analítico de Mariño definindo o local do contorno jusante C para simular a situação sem barragens (caso 1) e, as posições correspondentes $x(m)$, das barragens e do limite montante B_1 , B_2 e P_{Am} , respectivamente.	66
Figura 4.6 - Curvas $h \times t$ para P_m e P_C obtidas durante o processo de calibração	68
Figura 4.7 – Esboço ilustrando a situação ideal na calibração do modelo.....	69
Figura 5.1 – Evolução da carga hidráulica com o tempo em diversos poços para os três casos: a) sem barragens; b) apenas com B_1 ; c) com $B_1 + B_2$	73
Figura 5.2 – Curvas vazão vs. tempo para as três situações simuladas	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Distância da cota de superfície até o nível d'água nos poços piezométricos e nas posições imediatamente a montante das barragens. ⁽¹⁾ Poço de topo no nível do leito. ⁽²⁾ Poço no limite montante. ⁽³⁾ Valores obtidos de SILVA, 1998. ⁽⁴⁾ Lâmina de escoamento superior à cota de topo da barragem.....	53
Tabela 4.1 – Parâmetros utilizados ou obtidos no processo de calibração	69
Tabela 5.1 – Volumes drenados, armazenados e desvios após um período de 24 meses para as três situações simuladas.....	75
Tabela A1 – Valores de carga obtidos para o “caso 1” pelos métodos de Mariño (cel.1-23) e numérico (cel. 24 – 14), com os respectivos valores de cota de embasamento (b) e distância (x)	85
Tabela A2 – Valores de carga h(m) com o tempo para os poços de observação do modelo sem barragens (caso 1), no trecho B1 – PAm localizados em relação à B1 (x(m)). Os valores de tempo sem o correspondente valor h indicam célula seca	85
Tabela A3 – Valores de carga h(m) com o tempo para os poços de observação do modelo com uma barragem (caso 2), no trecho B1 – PAm localizados em relação à B1 (x(m)). Os valores de tempo sem o correspondente valor h indicam célula seca	85
Tabela A4 – Valores de carga h(m) com o tempo para os poços de observação do modelo com duas barragens (caso 3), no trecho B1 – PAm localizados em relação à B1 (x(m)). Os valores de tempo sem o correspondente valor h indicam célula seca	85

LISTA DE SÍMBOLOS

A	(m ²)	área de seção vertical
b	(m)	distância do datum ao embasamento cristalino
B	(m)	espessura saturada em aquífero confinado
C _b	(m ² /s)	condutância hidráulica
g	(m/s ²)	aceleração gravitacional
h	(m)	carga hidráulica
h _b	(m)	carga hidráulica de contorno
h	(m)	espessura saturada em aquífero não confinado
K	(m/s)	permeabilidade hidráulica
[K]	(m/s)	tensor simétrico de permeabilidade
p	(kg/m/s ²)	pressão hidráulica
q	(m/s)	vazão específica
Q	(m ³ /s/m)	descarga por unidade de largura
Q _{ij}	(m ³ /s)	vazão
R	(m ³ /s/m ²)	taxa de recarga
S	(-)	coeficiente de armazenamento
S _e	(1/m)	armazenamento específico
S _y	(-)	rendimento específico ou porosidade efetiva
t	(s)	tempo
T	(m ² /s)	transmissividade
[T]	(m ² /s)	tensor simétrico de transmissividade
T _{I, T_J}	(m ² /s)	transmissividade nas direções x e y
V	(m ³)	volume
x, y, z	(m)	coordenadas cartesianas
Δx, Δy	(m)	distâncias entre nós da malha nas direções x e y
z	(m)	carga de elevação
∇	(1/m)	operador diferencial nabla

ω	(-)	fator de relaxação
ρ	(kg/m ³)	massa específica
η	(-)	porosidade
α	(s ² m/kg)	coeficiente de compressibilidade do meio sólido
α	(-)	(coeficiente de ponderação implícita)
β	(s ² m/kg)	coeficiente de compressibilidade da água
ϕ	(m)	potencial em fluidos compressíveis
ϕ	(%)	ângulo de inclinação do embasamento cristalino
γ	(kg/m ² /s ²)	peso específico
Δ	(-)	diferença

Simulação de Fluxo Unidimensional em Aquíferos Aluviais com Barragens Submersas

Jorge Luiz Rabelo

RESUMO

Um aquífero aluvial localizado próximo à cidade de Santa Luzia - PB foi selecionado para se estudar os efeitos das barragens submersas existentes durante o período de estiagem entre os anos de 1998 e 1999, bem como, estabelecer um modelo numérico para simular as interações entre elas sobre o fluxo subterrâneo. O depósito aluvial varia de 50 m a 400 m de largura e de 1 m a 10 m de profundidade, com uma extensão de aproximadamente 5 km. Baseado nestas características principais, típicas de um aluvião da região semi-árida do Nordeste, foi aplicado um modelo unidimensional que considera a inclinação do embasamento cristalino e o comportamento geral do nível freático observado próximo às barragens submersas. Foram simuladas três situações para o aluvião: sem barragens; com apenas uma barragem; e com duas barragens, representando as duas primeiras situações hipotéticas em relação ao trecho estudado. Como resultado dessas simulações foi possível estimar a disponibilidade hídrica do aluvião para um período de simulação de dois anos e, quantificar comparativamente o efeito das barragens sobre os volumes drenados e armazenados para o mesmo período. Os valores obtidos justificam o emprego das barragens submersas em locais com características semelhantes aos do aquífero aluvial estudado.

Simulation of One-Dimensional Flow in Alluvial Aquifers With Subsurface Dams

Jorge Luiz Rabelo

ABSTRACT

An alluvial aquifer near the city of Santa Luzia in the state of Paraíba was chosen to study the effects of subsurface dams during the drought period from 1998 to 1999 in order to establish a numerical model to simulate the interactions among them under groundwater flow conditions. The alluvial deposit in study varies from 50 m to 400 m in width and 1 m to 10 m in depth with an extension of about 5 km. Based on these geomorphological properties, which are typical for alluvials in the semi-arid region of Northeast of Brazil, an one-dimensional model was developed including the inclination of the crystalline bedrock and the behavior of the observed water table near the subsurface dams was modeled. Three different situations were simulated: An alluvial aquifer without any dam, with one dam and with two dams placed in its course. The first two cases were fictitious situations for the alluvial aquifer in study. From the results of these simulations it was possible to evaluate the effects of the dams on the groundwater flow with regard to the drained and stored water volumes during a 2 years period. The results of the simulations encourage the employment of subsurface dams placed at adequate sites in alluvial aquifers with similiar hydrogeological properties as the studied one.

1 – INTRODUÇÃO

As águas subterrâneas constituem uma porção do sistema circulatório de água da Terra cujo aproveitamento data de tempos antigos e sua evolução tem acompanhado a própria evolução da humanidade. No Brasil, sua utilização iniciou-se com a colonização em decorrência da expansão dos colonos portugueses para o interior, principalmente na região de rochas cristalinas do Nordeste, com grandes áreas desprovidas de águas de superfície. Inicialmente, aproveitava-se a água principalmente dos aquíferos aluviais rasos, então suficientes para atender às necessidades básicas nesta região. Com o crescimento da população e, principalmente, com o surgimento dos primeiros aglomerados humanos, expansão da pecuária e das fronteiras agrícolas, estas fontes de abastecimento tornaram-se insuficientes para o atendimento das necessidades básicas, forçando a procura por novas alternativas capazes de fornecer maiores volumes de água subterrânea, culminando com a perfuração, em Fortaleza – CE, dos três primeiros poços tubulares no Brasil, entre 1845 e 1846, com profundidades de 150 m (LEAL, 1999). Os aquíferos aluviais representam, ainda hoje, uma importante forma de abastecimento, acessível às comunidades da região semi-árida do Nordeste do Brasil.

Calcula-se que para todo o Nordeste, os aluviões distribuídos numa área de 35.000 km² (COSTA, 1997), possuem reservas exploráveis de 1.10⁹ a 2.10⁹ m³/ano (REBOUÇAS & GASPARY, 1971). Na Paraíba, os sistemas de aquíferos que ocorrem em sua região semi-árida são os seguintes: Cristalino, Rio do Peixe, Serra dos Martins e Aluvial. Destes, o mais importante para abastecimento populacional e para uso em irrigação é o sistema Aluvial. As razões desta importância residem na ocorrência extensiva em quase todo o domínio do semi-árido, com características litológicas, dimensionais e hidroquímicas favoráveis (ALBUQUERQUE, 1986).

Os cursos d'água formados por rios ou riachos que escoam na região semi-árida do Nordeste do Brasil são quase todos, à exceção do São Francisco e Parnaíba, de caráter temporário ou intermitente. Portanto, após cessarem as chuvas, os rios continuam a escoar por algum tempo alimentados por águas que escoam do terreno saturado em níveis mais elevados do que sua calha principal, ou *calha viva* (fluxo de

base). Ao cessar completamente esse escoamento, os rios permanecem secos durante a maior parte do ano, continuando, entretanto, a escoar sub-superficialmente através do pacote de sedimentos detríticos ou *depósito aluvial* constituído, em geral, por cascalho, areia, silte e argila. Como consequência disso, esse depósito também vai perdendo gradativamente as suas reservas hídricas, podendo vir mesmo a secar completamente ao final de um período de estiagem (COSTA, 1997).

As barragens submersas, introduzidas só a partir da década de 50 no Nordeste, consistem de um septo construído no depósito aluvial de riachos com a finalidade de impedir que a água acumulada no depósito aluvial continue a escoar durante o período de estiagem até que se exauria, retendo-a em sua parte a montante da barragem por longos períodos, permitindo sua captação e beneficiando pequenas comunidades ao longo desta área. Esta forma de armazenamento, ainda, diminui sobremodo os efeitos da evaporação que em reservatórios de águas de superfície, como os açudes, alcançam taxas de evaporação quase sempre superiores a 2000 mm/ano.

Este trabalho, levado pela importância evidente em se conhecer melhor o efeito hidráulico das barragens submersas sobre este importante sistema aquífero, utiliza um trecho de aquífero aluvial típico da região semi-árida do Nordeste, localizado próximo à cidade de Santa Luzia – PB, que dispõe de duas barragens submersas localizadas em pontos de sua calha, onde, para o período de forte estiagem (1998 – 1999) e, início das chuvas (janeiro a abril de 2000), é estudado o comportamento do nível freático ao longo do aluvião, bem como o comportamento hidráulico das barragens e o efeito destas sobre os volumes drenados e retidos ocorridos no aluvião, nesta época, aplicando para isso um modelo computacional que simula unidimensionalmente o aquífero, utilizando o método de Diferenças Finitas. Tal modelo simula diversas situações envolvendo um número diferente de barragens presentes ao trecho estudado. Os dados e informações utilizados neste trabalho são em sua maioria colhidos de trabalhos anteriores desenvolvidos nesta mesmo trecho de aluvião e que tiveram início em 1988 com as primeiras sondagens geolétricas feitas na área como parte do Programa de Desenvolvimento Científico para o Nordeste (PDCT/NE), visando a realização de projetos hidrogeológicos no semi-árido da Paraíba iniciado em 1984 (seção 2.3).

meandragem, principalmente no baixo curso; variações sazonais do regime do rio, dentre outras causas menos freqüentes.

O conjunto amplo de fatores capazes de alterar a granulometria de um aluvião, acarreta, freqüentemente, feições granulométricas muito irregulares, com apresentadas resumidamente no início desta seção (Figura 2.2). Tal fato, dificulta o estudo da avaliação de reservas e cursos exploráveis, pois, a porosidade total, porosidade eficaz, permeabilidade e demais coeficientes são variáveis em função da constituição granulométrica do depósito aluvial. (COSTA, 1986).

2.1.3 – Exploração do Aquífero Aluvial

A granulometria característica do conjunto do depósito aluvial, como visto na seção anterior, estabelece os parâmetros hidrodinâmicos do depósito aluvial que, por sua vez, estabelecem a eficiência do aquífero em armazenar e escoar o fluxo de água através do aluvião. Entretanto, o manancial hídrico possível de ser explorado, também conhecido como *recurso explotável* dos aluviões, é utilizado na região semi-árida do Nordeste prioritariamente para o abastecimento de pequenas comunidades e para irrigação de pequenas propriedades rurais, portanto, o aquífero aluvial está condicionado a duas condições básicas: quantidade e qualidade da água (SCHUSTER et al, 1998; COSTA, 1984)

A quantidade de água realmente utilizada do aluvião depende não apenas das suas características hidrodinâmicas, e geométricas mas também dos recursos de captação utilizados. Os dois tipos de captação mais empregados são o poço tubular e o *poço amazonas* ou poço de grande diâmetro, que na sua forma mais simplificada denomina-se de *cacimba* ou *cacimbão*, possuindo diferentes características hidráulicas e, conseqüentemente, utilizando diferentes métodos de construção. O segundo tipo possui maiores características de armazenamento que o primeiro, sendo muito mais encontrado na referida região por dispensar perfuração mecânica, facilitada, em geral, pela pequena espessura dos depósitos aluviais (MELO, & LOPES, 1987)

Outros tipos de captação rasa que podem ser utilizados são a galeria filtrante e, os drenos tubulares radiais associados ao poço amazonas, que aumenta muito

a capacidade de exploração de um manancial de pequena espessura, como o depósito aluvial.

Uma forma de aumentar a eficiência na exploração dos mananciais aluviais é manter elevado o nível das águas subterrâneas. Uma maneira encontrada, é a utilização associada do reservatório aluvial com um reservatório de água superficial que, possa recarregar o aluvião, à sua montante, permitindo escoar uma lâmina d'água para este e determinando sua regularização. Este sistema evita a construção de adutoras, diminui a evaporação (em relação ao sistema exclusivamente superficial), otimiza a captação ao longo do depósito aluvial e, é indicado quando envolve projetos de irrigação de dezenas ou centenas de hectares.(COSTA, 1986; UEHARA et al, 1981). Outra forma importante, e que será tratada melhor na seção seguinte, é a utilização de barragem submersa permitindo, além de manter elevado o nível freático, armazenar parte dos recursos exploráveis durante o período de seca.

Convém ainda, assinalar a exploração dos recursos hídricos explorados de forma direta, em rios temporários e riachos, através da *sub-irrigação* que corresponde ao aproveitamento das partes naturalmente úmidas do aquífero para o cultivo agrícola.

A qualidade da água também se constitui num parâmetro restritivo à exploração do aquífero aluvial, pois, às vezes, os volumes são consideráveis, porém a sua qualidade não recomendável para consumo humano nem para irrigação (a depender das culturas a serem irrigadas), (MONTEIRO et al, 1989).

Como uma conclusão dos fatores que devem ser investigados para a exploração dos aquíferos aluviais, segue uma lista de todos os elementos que são necessários conhecer-se (COSTA, 1984; SCHUSTER et al, 1990),:

1. A geometria e dimensões do aquífero, seu embasamento longitudinal e transversal.
2. A caracterização granulométrica do depósito.
3. As reservas e recursos exploráveis.
4. O volume de água armazenada.
5. Os coeficientes hidráulicos: permeabilidade e porosidade eficaz.
6. O gradiente hidráulico e vazão de escoamento natural.
7. As áreas de recarga e descarga.
8. A recarga através de afluentes aluviais laterais.

9. As taxas de precipitação, evaporação e transpiração pela vegetação.
10. Os recursos hídricos de superfície (açudes), escoamento superficial após as chuvas e deslocamento do leito aluvial.
11. A qualidade da água, seu grau de salinização e classificação para os diversos fins
12. As condições de exploração: tipo de captação, dimensionamento, quantidade e distância entre as obras.
13. As intervenções necessária no aquífero para melhoria das condições de exploração.
14. O custo do m³ de água bombeada e orçamento das obras de captação recomendadas.

2.2 – Barragens Submersas

2.2.1 – Características Gerais de Funcionamento e Breve Histórico

Caracterizam-se por um barramento artificial do fluxo de água subterrânea, construído comumente encaixado no leito de riachos, podendo ser de diferentes materiais de baixa permeabilidade hidráulica, com o fim de manter elevado o nível freático, aumentar o armazenamento de água e estabelecer condições favoráveis de captação em sua direção montante. Tais características evitam que os recursos hídricos do aquífero aluvial continue a escoar até que se esgotem com o fim do período de chuvas comumente verificado nas regiões semi-áridas em diversos países.

Em geral adequadas às regiões semi-áridas, encontram-se em depósitos aluviais rasos, possuindo seu septo impermeável construído a partir do embasamento cristalino

Como vantagens em relação a outros meios de retenção e armazenamento apresentam:

- ✓ redução significativa da evaporação
- ✓ não havendo inundação, são preservadas as áreas mais férteis para o plantio
- ✓ maior proteção contra a poluição das água
- ✓ facilidade de construção
- ✓ baixo custo

Em HANSON & NILSSON (1986), o uso de barragens de fluxo da água subterrânea é apresentada como uma concepção antiga, onde os referidos autores reportam-se a construções que remontam à época do Império Romano, na Sardenha, e a civilizações antigas no Norte da África.

Desde o início deste século, entretanto, estas barragens vêm sendo utilizadas principalmente no Norte e Sudeste da África, Índia, Israel e Iran (PONÇANO et al, 1981),

A tecnologia para construção de barragens submersas foi divulgada internacionalmente pela UNESCO, em 1951, através do “Projeto Maior para a Zona Árida” que sintetizou técnicas empregadas por vários países em obras deste tipo (BENVENUTO & POLLA, 1982)

UEHARA et al (1981), discutem a utilização destas barragens em aquíferos mais profundos sem que estas atinjam o embasamento cristalino. Esta dissertação, entretanto, se limitará a descrevê-las segundo as características das regiões semi-áridas, particularmente, da região Nordeste do Brasil.

Na região semi-árida da Paraíba, FERREIRA (1997), refere-se a existência de uma barragem submersa construída em 1919, com barramento de material argiloso, beneficiando cerca de 10 ha com plantações de cana-de-açúcar, arroz, entre outras, no município de Bonsucesso (Fazenda Oiticica).

Recentemente, vários estados do Nordeste utilizam e realizam trabalhos envolvendo o estudo e/ou instalação destas barragens, inclusive através de empresas especializadas neste serviço, ao exemplo dos estados do Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba e Pernambuco, como verificado, respectivamente, nos trabalhos de MONTEIRO et al (1989); MEDEIROS & SILVA (1993); SCHUSTER et al (1998); COSTA, (1997) e CIRILO et al (1998).

2.2.2 – Classificação e Tipos Principais

A classificação das barragens de fluxo de água subterrânea é feita de forma diferente por diversos autores, variando segundo suas características construtivas

e funcionais. Alguns as classificam segundo sua maior característica em armazenar ou em viabilizar a captação de água (UEHARA et al, 1981).

A maioria dos autores, entretanto, utilizam uma classificação geral baseada na forma como são essencialmente construídas. Tal procedimento estabelece apenas duas espécies de barragens: *barragem subterrânea* e *barragem de assoreamento* (HANSON & NILSSON, 1986; COSTA, 1986; FERREIRA, 1997).

2.2.2.1 – Barragem Subterrânea

Tem como característica construtiva básica a escavação do depósito aluvial numa vala, em geral, transversal à direção de escoamento do curso d'água, com profundidade suficiente para encontrar o embasamento cristalino; construção do diafragma impermeável ou impermeabilização da vala e, construção de obras de captação (MONTEIRO, 1984), (Figura 2.3). Segundo CIRILO et al (1998), importante se faz a realização de uma quarta etapa, que é a instalação de piezômetro ou poço a montante da barragem a fim de melhor monitorar o rebaixamento dos níveis d'água com o tempo e a qualidade da água.

Os materiais empregados na construção do septo dessas barragens podem ser de alvenaria de pedra ou tijolos, argila compactada, lona plástica e estacas de metal, madeira ou concreto.

COSTA (1984) estabelece uma classificação para as barragens subterrâneas baseada na utilização destes referidos materiais construtivos e, na finalidade a que se destinam: *barragem impermeável com núcleo de argila*, *barragem impermeável em alvenaria*, *barragem impermeável com estacas* e *barragem semi-impermeável*. Esta última, aplicável às situações onde existe risco de salinização e não se pretende reter a água totalmente, mas apenas retardar a sua percolação. Sua construção pode utilizar vários dos materiais acima listados, desde que detalhes construtivos (como espaçamentos na parte basal da alvenaria da barragem), permitam a percolação livre da água em pontos ao longo do barramento.

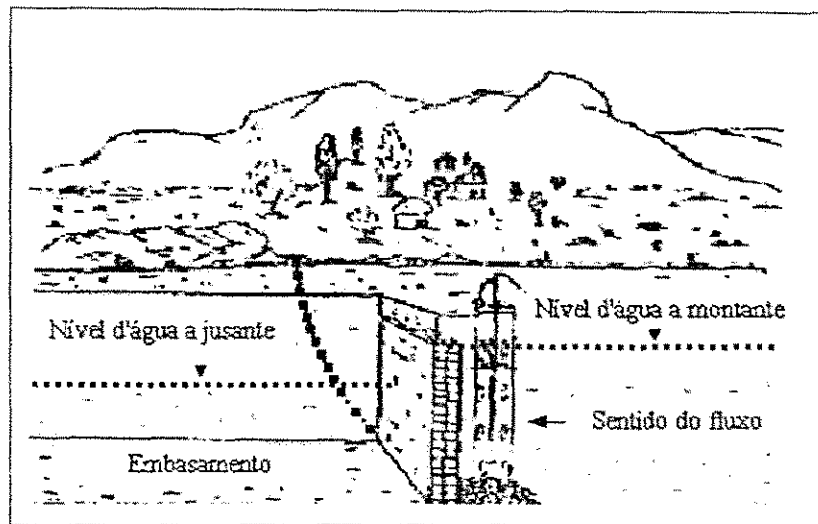


Figura 2.3 – Esboço das características gerais de uma barragem subterrânea com poço a montante (fonte: adaptado de HANSON & NILSSON (1986),

Existem diferentes tipos de *barragens subterrâneas* que se incluem na classificação anterior, porém, apresentam características próprias de complexidade e custos construtivos e operacionais. Além dos tipos convencionais mais comumente utilizados em alvenaria e em argila compactada, três tipos peculiares são apresentados por COSTA (1997), e em seguida caracterizados sumariamente.

- a) Tipo CPATSA
- b) Tipo COSTA & MELO
- c) Tipo CAATINGA

O tipo *CPATSA*, desenvolvido por pesquisadores do CPATSA/EMBRAPA Petrolina – PE, se diferencia por uma escavação em arco preenchida com um filtro de areia e carvão; uma cisterna recarregada pela água drenada deste filtro e uma parede elevada de aproximadamente 1m acima da superfície contornando toda a parte jusante da escavação (Figura 2.4).

Apresentam como vantagens uma maior acumulação de volume de água e a separação das águas de acordo com diferentes usos. Como desvantagens, dispõe de uma construção mais cara e demorada que os demais tipos e, a impossibilidade de controle do processo de salinização e do monitoramento do nível d'água.

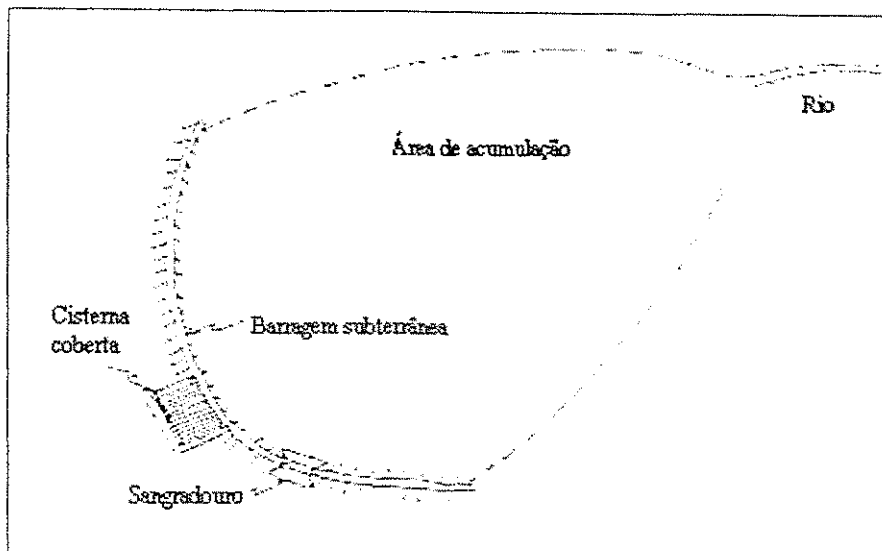


Figura 2.4 – Barragem subterrânea - Modelo CPATSA (fonte: COSTA, 1997)

O tipo *COSTA & MELO*, desenvolvido inicialmente pelos pesquisadores Waldir D. Costa e Pedro G. Melo da UFPE, se distingue atualmente pela utilização de lona plástica como material impermeável na construção do septo da barragem, sendo atualmente um dos tipos mais empregados no Nordeste (Figura 2.5).

Apresentam como vantagens principais a rapidez e baixo custo de execução, condições de controle do processo de salinização, monitoramento do nível d'água com o tempo e utilização para múltiplos usos da água. Como desvantagem principal, apresenta a menor durabilidade da lona plástica em relação aos materiais utilizados pelos outros tipos na construção do septo.

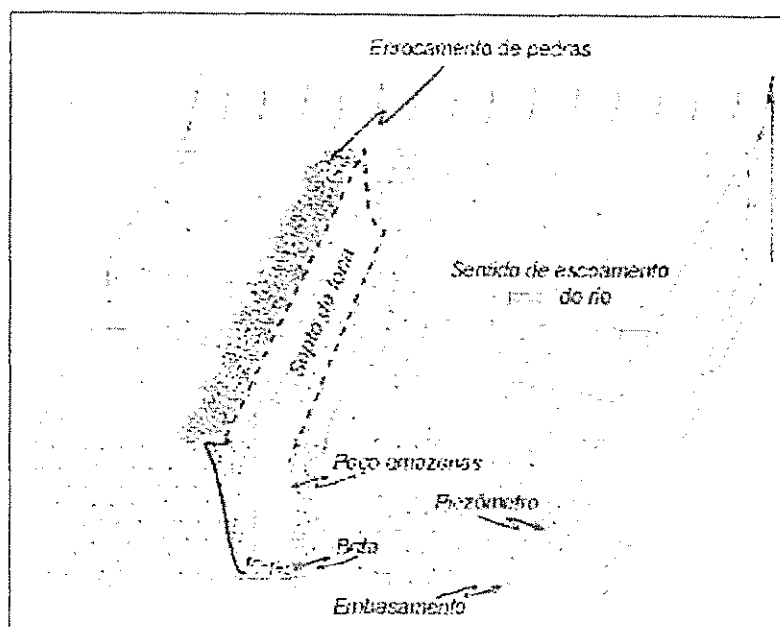


Figura 2.5 – Barragem subterrânea tipo COSTA & MELO (fonte: CIRILO et al, 1998).

O tipo *CAATINGA* desenvolvido por uma ONG denominada de CAATINGA se diferencia pela simplicidade de sua execução, composta por uma trincheira linear escavada e preenchida com o mesmo material dela retirado e compactada com a utilização de animais (Figura 2.6). Como vantagens principais, apresenta o menor custo de execução em relação aos outros tipos e, não possui praticamente restrições a sua instalação devido aos pequenos volumes armazenados. Como desvantagens, permite o uso da água apenas para a sub-irrigação, pequena acumulação de água e não permite o controle do processo de salinização tampouco o monitoramento do nível da água.

Os três tipos citados a cima estão em ordem decrescente de custo de construção. Uma avaliação resumida de custos, tomando-se como exemplo o tipo COSTA & MELO, mostra que para uma barragem de profundidade máxima de 4 m e extensão de 50 m o custo total é da ordem de R\$ 1.500,00, enquanto que para barramentos maiores, com profundidades de até 10 m e 50 m de extensão, o mesmo pode chegar a R\$ 8.000,00⁽¹⁾. Estes valores mostram, comparativamente a outras obras,

⁽¹⁾ Valores tendo como referência: R\$ 1,35 – US\$ 1,00

como poço tubular e barragem superficial, que uma barragem subterrânea pode ser construída com baixos custos (CIRILO et al, 1998)

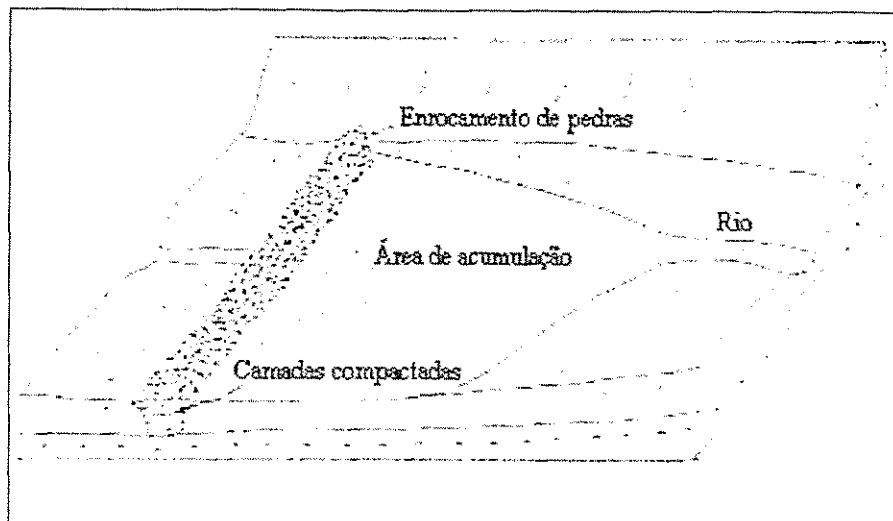


Figura 2.6 – Barragem subterrânea modelo - Modelo CAATINGA(fonte: COSTA, 1997)

2.2.2.2 – Barragem de Assoreamento

Constitui uma intervenção mista entre barragem subterrânea e barragem de superfície. Como tal, deve satisfazer a condições técnicas de estabilidade semelhantes as da barragem superficial. Construída geralmente em locais onde o leito do rio é muito raso visando aumentar a espessura do depósito aluvial, este tipo de barramento, dentro de certo tempo, deverá estar inteiramente submerso pelo acúmulo de sedimentos no leito do rio (FERREIRA, 1997). O material empregado na construção do septo impermeável é, desta forma, praticamente restrito a alvenaria de pedra. Sua construção deve ser processada por etapas plurianuais ou seja, o septo é elevado conforme ocorra o seu assoreamento. Tal procedimento, permite o barramento de depósito aluvial com uma composição de partículas mais grossas, garantindo um elevado coeficiente de permeabilidade para o mesmo, e permitindo a retirada da água armazenada pelos métodos convencionais de captação (HANSON & NILSSON, 1986; FERREIRA, 1997).

A depender do regime pluviométrico e da capacidade de carga do rio em questão, tal barragem poderá, por assoreamento, propiciar espessuras aluviais da ordem de 8 a 10 metros em questão de 10 a 15 anos, em 3 a 5 etapas de construção (COSTA, 1984). A Figura 2.7 mostra um exemplo dessas barragens construída em cinco etapas de construção.

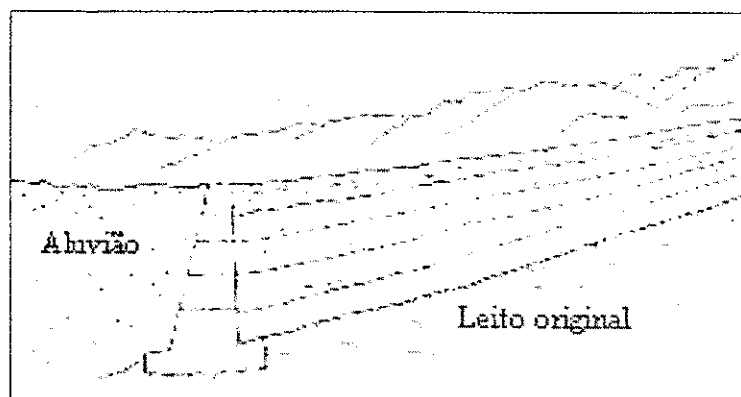


Figura 2.7 – Esboço das características gerais de uma barragem de assoreamento construída por etapas de construção e assoreamento (fonte: adaptado de HANSON & NILSSON (1986)).

2.2.3 – Viabilidade e Alocação

Foge ao escopo desta dissertação os detalhes do projeto para instalação de barragens submersas. Entretanto, é importante ressaltar que a construção das mesmas deve estar condicionada a um conjunto de características físicas e hidrogeológicas favoráveis da sua área de implantação e que são discutidas a seguir.

Segundo MONTEIRO (1984), a capacidade mínima requerida de um aquífero artificial constituído das referidas barragens, deve ser dimensionada em função do consumo mínimo diário de água e da duração do período crítico de seca, que na zona rural do semi-árido nordestino é de aproximadamente 50 litros/habitante/dia.

O estudo da viabilidade destas barragens deve abranger toda a bacia de acumulação a fim de dimensionar e avaliar sua capacidade de armazenamento. As sondagens devem ser convenientemente distribuídas pela área a ser estudada,

permitindo o mapeamento geológico das diversas camadas do aluvião e da base rochosa, bem como, a determinação da profundidade atual do nível freático. As amostras de solo devem ser classificadas quanto a sua granulometria, os coeficientes hidrodinâmicos determinados, preferencialmente por testes de bombeamento, e a qualidade da água investigada (cor, turbidez, pH, alcalinidade, dureza, sais dissolvidos e sólidos totais), da mesma forma como descrito na seção 2-3 (“Exploração do Aquífero Aluvial”).

Afora as questões sócio-econômicas e legais que variam conforme o local, em COSTA (1997), o referido autor estabelece os critérios básicos que devem ser observados para a alocação destas barragens:

- a) Qualidade da água – A água não deve possuir salinidade elevada pois o barramento subterrâneo tenderia a aumentar a concentração de sais, prejudicando o solo e as culturas nele implantadas.
- b) Estreitamento do depósito aluvial – A bacia de acumulação deve ser mais larga possível, porém, o local a ser barrado deve ser estreito para diminuir os custos com escavação e demais etapas de construção ou de impermeabilização da barragem.
- c) Espessura do depósito aluvial – O depósito aluvial deve possuir, na *calha viva* do curso do rio ou riacho, em média, pelo menos 1,5 m de espessura para justificar a implantação de uma barragem subterrânea. Tal restrição deve-se principalmente ao efeito crescente da evaporação para profundidades inferiores a 0,5 m.
- d) Constituição granulométrica
O aluvião deverá ser de constituição predominantemente arenosa, podendo ter frações menores de silte ou argila.
- e) Presença de água – Ao final do período de estiagem o depósito aluvial deve encontrar-se seco ou com reduzida espessura saturada, caso contrário a localidade não é propícia a instalação de um barramento. A presença de água ao final do período de estiagem é geralmente condicionada a existência de *soleiras*, que são ondulações do leito rochoso e que já constituem um barramento natural, ou indicam o efeito de algum barramento superficial, ou mesmo de uma lagoa, que proporciona, além do limite de acumulação da água superficial, uma extensa área de aluvião saturado a montante, conhecido popularmente com *reversa* do açude.

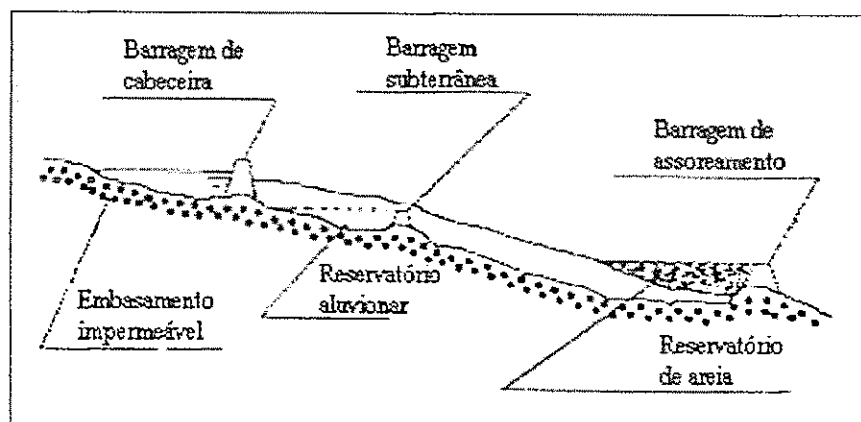


Figura 2.8 – Sistema com barragem de cabeceira e barragens submersas sucessivas (fonte: UEHARA et al, 1981)

2.3 – Trabalhos Anteriores Realizados na Área de Estudo de Sta. Luzia – PB

O primeiro estudo realizado na área do aluvião Riacho do Chafariz próximo à cidade de Santa Luzia durante o período de 1986 – 1988 teve uma abordagem geofísica onde foram feitas as primeiras sondagens geolétricas verticais (VITORINO, 1991), para estudar as espessuras dos pacotes aluviais como depósitos promissores de águas subterrâneas. Durante este estudo foram determinadas profundidades até o embasamento cristalino muito variáveis, entre 1 e 10 m (SCHUSTER, VITORINO & BISCHOFF, 1988).

Um primeiro estudo hidrogeológico neste aquífero aluvial foi a continuação deste trabalho realizada durante o período de 1988 – 1990 com o objetivo de estudar as propriedades hidrodinâmicas deste aluvião (OLIVEIRA, 1992). Foram utilizadas fotos aéreas (escala 1: 20.000) para definir melhor a área do aluvião, o que auxiliou a delimitação representativa da área aluvial nesta. Foram perfurados vários poços de observação associados com um levantamento topográfico completo da área de estudo e foi instalado um pluviômetro. Monitorou-se a taxa de precipitação durante 18 meses nos anos de 1998 a 1989 e mediu-se semanalmente os níveis d'água nos poços de observação além de mais três poços amazonas existentes na área de estudo. Foi

executado um teste de bombeamento para obter um primeiro conhecimento sobre a permeabilidade hidráulica e o armazenamento do respectivo aluvião. Além disso, foi medido uma curva de recessão na saída da barragem assoreada B₁. Nota-se que neste estudo foi descoberto mais uma barragem subterrânea distanciada 1500 m mais a montante que viria ser a barragem B₂. Neste ocasião, foi primeiramente realizada uma simulação numérica unidimensional utilizando um modelo simples de simulação com um programa computacional utilizando o método de Diferenças Finitas (MDF) rodando em regime estacionário e não-estacionário para um período total de simulação de quatro meses, com discretização espacial em intervalos de 200 m e temporal de 2 meses e, desprezando-se os efeitos de recarga e evaporação.

No terceiro trabalho realizado na área de estudo durante os anos de 1994 a 1996 (MONTEIRO, 1997) foi estudada a influência da geomorfologia em relação aos níveis freáticos ao longo do curso do aluvião através de um modelo bidimensional de Diferenças Finitas. Foi investigado o comportamento do nível freático em regime estacionário para diversas formas de aluviões: aluvião reto de largura constante, aluvião reto de largura variável, aluvião meandrado de largura constante e aluvião meandrado de largura variável para vários tipos de inclinação de embasamento e de diferentes espessuras do aluvião. Como resultado principal foi verificado que a superfície freática e a vazão de depleção na saída da barragem B₁ do aluvião não depende tanto de sua largura e sua geometria horizontal, mas sim da inclinação de seu respectivo embasamento cristalino.

No quarto trabalho realizado na área de estudo durante os anos de 1996 a 1998 (SILVA, 1998), foram feitas novas medidas de campo, para isso perfurou-se mais oito poços de observação, além da medição do nível d'água a cada 100 m com a utilização de poços-ponteira (cano metálico com furos encravado e posteriormente removido, com o objetivo de fazer uma única medição de nível d'água). Paralelamente a estas medições, foram feitos levantamentos topográficos para a determinação exata das cotas em que se encontravam os poços recém perfurados. Como dados hidrológicos, foi feito o registro dos níveis d'água nos poços recém perfurados, especialmente nos poços jusante e montante da barragem B₂ e da pluviometria da área, bem como, traçada a curva de depleção a partir dos valores de vazão medidos em relação ao tempo, na saída da barragem B₁. Uma simulação bidimensional do aquífero foi realizada utilizando o

método de Diferenças Finitas com o programa MODFLOW (McDONALD & HARBAUGH, 1988) na versão para Windows "Processing Modflow for Windows, PMWIN 4.0" (CHIANG & KINZELBACH, 1996). As simulações foram realizadas para os casos estacionário e não-estacionário. Para o caso estacionário uma simulação bidimensional do aquífero com inclinação do embasamento cristalino de 0,25 % foi realizada com seis zonas de condutividades hidráulicas diferentes que variavam entre $6,76 \cdot 10^{-4}$ m/s e $3,43 \cdot 10^{-3}$ m/s determinados por procedimento de otimização através da equação unidimensional de Dupuit – Forchheimer calibradas as medições do nível d'água colhido dos poços-ponteira (SCHUSTER et al, 1998). Não foi obtida uma boa concordância entre a vazão calculada pelo modelo e a vazão medida experimentalmente na saída da barragem B₁ do aluvião. Tal diferença foi, entretanto, reduzida, arbitrando-se um valor diferente de permeabilidade hidráulica para os terraços laterais siltosos com sendo $K = 10^{-4}$ m/s. Para o caso não-estacionário, foram utilizados os dados semanais do período de maio a setembro de 1988 (OLIVEIRA, 1992). Foram calibradas as taxas de recarga e evaporação por processo de calibração automática a partir das cargas medidas em um dos poços de observação e, assim gerada as curvas carga vs. tempo (h x t) para mais quatro poços ao longo de um período de 38 semanas as quais foram comparadas com as curvas dos respectivos valores medidos.

2.4 – Equações Básicas de Fluxo de Água Subterrânea

O fluxo subterrâneo através do meio poroso, apesar de sua composição real fragmentada, pode ser tratado como um fluxo em meio contínuo. Assim, a utilização deste pressuposto e a aplicação da equação fundamental de Darcy, para fluxo em meio poroso, à equação de continuidade (expressando a conservação de massa de água), determinam as equações de fluxo de água subterrânea para diversas condições de meios, as quais são tratadas nas seções seguintes.

2.4.1 – Equação de Darcy e Potencial de Hubbert

A equação empírica de Darcy (1856), inicialmente estabelecida em sua forma unidimensional, é definida para um fluxo tridimensional em meio homogêneo segundo a expressão $\mathbf{q} = -[\mathbf{K}] \text{grad } h \equiv -[\mathbf{K}] \nabla h$ onde, \mathbf{q} é o vetor velocidade aparente ou descarga específica, $[\mathbf{K}]$ é o tensor de permeabilidade hidráulica (seção 2.4.2) e, h a carga hidráulica ou piezométrica definida como $h = z + p/\gamma$ onde, z representa a carga de elevação em relação a um nível de referência e, p/γ representa a correspondente carga de pressão.

O fluxo tomado macroscopicamente permite que o vetor velocidade seja derivado de um potencial (CUSTÓDIO & LLAMAS, 1976). Para escoamentos compressíveis, onde o peso específico da água varia com a pressão, $\gamma = \gamma(p)$, é utilizado o conceito estendido de carga piezométrica ou potencial de Hubbert:

$$\phi = z + \int_{p_0}^p \frac{dp}{\gamma(p)} \quad (2.4.1)$$

2.4.2 – Anisotropia do Meio Poroso e Generalização da Equação de Darcy

Para um meio anisotrópico as componentes do vetor descarga específica \mathbf{q} são dadas por:

$$\begin{aligned} q_x &= K_{xx} J_x + K_{xy} J_y + K_{xz} J_z \\ q_y &= K_{yx} J_x + K_{yy} J_y + K_{yz} J_z \\ q_z &= K_{zx} J_x + K_{zy} J_y + K_{zz} J_z \end{aligned} \quad (2.4.2)$$

onde, J_x , J_y e J_z são as componentes do gradiente hidráulico $-\text{grad } \phi$ e, K_{xx} , K_{xy} , ..., K_{zz} as componentes do tensor permeabilidade hidráulica para um meio tridimensional.

$$[\mathbf{K}] \equiv \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.4.3)$$

Desta forma a equação de Darcy é generalizada como sendo:

$$\mathbf{q} = -[\mathbf{K}] \text{grad } \phi \equiv -[\mathbf{K}] \nabla \phi \quad (2.4.4)$$

2.4.3 – Equação da Continuidade

A utilização do princípio de conservação de massa aplicado a um volume de controle leva a equação:

$$-\text{div}(\rho \mathbf{q}) \equiv -\nabla \cdot (\rho \mathbf{q}) = \frac{\partial(\eta \rho)}{\partial t} \quad (2.4.5)$$

Conhecida como a equação da continuidade para meio poroso, estabelece que o saldo do fluxo de massa por unidade de volume através de um volume de controle é igual a variação da massa armazenada em seu interior no respectivo intervalo de tempo, onde ρ é a densidade da água e η a porosidade do meio.

Substituindo-se a Equação (2.4.4) na Equação (2.4.5) e, calculando-se o termo $\frac{\partial(\eta \rho)}{\partial t}$

em função das variações de η e ρ com a variação de pressão, obtém-se a expressão:

$$\text{div}([\mathbf{K}] \cdot \text{grad } \phi) \equiv \nabla \cdot ([\mathbf{K}] \nabla \phi) = S_e \frac{\partial(\phi)}{\partial t} \quad (2.4.6)$$

onde, $S_e = \gamma(\alpha + \beta\eta)$ é o armazenamento específico e, α e β os coeficientes de compressibilidade da matriz sólida e da água, respectivamente.

A Equação (2.4.6) desconsidera ainda, a variação espacial da densidade da água ρ , em comparação à sua correspondente variação com o tempo, $\mathbf{q} \cdot \text{grad} \rho \ll \eta \frac{\partial \rho}{\partial t}$, (BEAR, 1979).

Considerando-se que as direções principais de anisotropia da permeabilidade hidráulica coincidem com as direções cartesianas, a Equação (2.4.6) pode ser rescrita para representar o fluxo em meio não homogêneo e anisotrópico:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = S_c \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (2.4.7)$$

onde, $K_x = K_{xx}$, $K_y = K_{yy}$ e $K_z = K_{zz}$, são as componentes do tensor permeabilidade hidráulica mencionado na seção anterior.

Para o caso não homogêneo e isotrópico a expressão anterior converte-se na Equação (2.4.8).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) = S_c \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (2.4.8)$$

2.4.4 – Fluxo em Aquífero Confinado

Tomando-se a situação geral de um meio não homogêneo e anisotrópico, Equação (2.4.7), para o caso bidimensional, considerando-se uma distribuição de recarga $R(x,y,t)$, obtém-se a seguinte equação a partir das definições abaixo:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + R = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.4.9)$$

onde o coeficiente de armazenamento $S = S_e \cdot B$, sendo B a espessura do aquífero confinado, considerada constante e, $T_x = K_x \cdot B$ e $T_y = K_y \cdot B$ as componentes principais do tensor transmissividade hidráulica

$$[\mathbf{T}] = \begin{bmatrix} T_{xx} & T_{xy} \\ T_{yx} & T_{yy} \end{bmatrix} \text{ para } T_x = T_{xx} \text{ e } T_y = T_{yy}, \text{ definidas analogamente como na seção 2.4.2.}$$

A equação bidimensional horizontal (2.4.9) é uma simplificação da Equação (2.4.7), levando-se em conta a aproximação $\phi(x,y,z,t) \cong h(x,y,z,t)$ e

$$h(x,y,t) = \bar{h}(x,y,t) = \frac{1}{B} \int_{(B)} h(x,y,z,t) dz, \text{ onde } \bar{h} \text{ é a carga hidráulica média vertical}$$

tomada ao longo da espessura saturada B (BEAR, 1979).

Para um meio homogêneo e isotrópico a Equação (2.4.9) converte-se na Equação (2.4.10)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{R}{T} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.4.10)$$

2.4.5 - Fluxo em Aquífero Não Confinado

Para aquíferos não confinados (livres ou freáticos), nos quais incluem-se os aquíferos aluviais, considerando-se um meio não homogêneo e anisotrópico, porém baseado na hipótese de fluxo horizontal de Dupuit onde, as inclinações verticais do nível freático são pequena o suficiente para desprezar-se as variações da carga hidráulica nesta direção $\left(\frac{\Delta h}{\Delta z} \right)$ para um mesmo instante, tomando-se a Equação (2.4.9) e substituindo-se a espessura confinada B pela carga piezométrica do nível freático h , obtém-se a Equação (2.4.11)

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y h \frac{\partial h}{\partial y} \right) + R = S_y \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.4.11)$$

Desprezando-se a contribuição sobre o armazenamento devido à elasticidade do meio poroso, S_y é a porosidade efetiva ou rendimento específico.

A equação acima, conhecida como *equação de Boussinesq*, ao contrário das demais, referidas anteriormente, é uma equação diferencial parcial não linear devido a presença do termo $h \frac{\partial h}{\partial x}$, e de seu correspondente na direção y , o que torna imperativo a utilização de métodos numéricos para a solução da referida equação.

Aplicando-se a relação diferencial $h \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{1}{2} \frac{\partial h^2}{\partial x}$, e sua correspondente na direção y , sobre a Equação (2.4.11) obtém-se para o meio homogêneo e isotrópico a Equação (2.4.12)

$$\frac{K}{2} \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} \right) + R = S_y \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.4.12)$$

Da Equação (2.4.12) obtém-se para um meio homogêneo e isotrópico em situação estacionária a Equação (2.4.13) ou *equação de Poisson*.

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} + \frac{2R}{K} = 0 \quad (2.4.13)$$

E para a situação sem recarga a equação anterior transforma-se na Equação (2.4.14) ou *equação de Laplace*.

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} = 0 \quad (2.4.14)$$

2.5 – Modelos Numéricos

Os diversos tipos de modelos têm, em geral, sua classificação associada ao seu método de solução. Desta forma, os modelos numéricos ou computacionais que tratam o fluxo de água subterrânea são assim classificados por utilizarem os diversos métodos numéricos para a solução das equações diferenciais parciais apresentadas na seção anterior. Entre os métodos atualmente mais utilizados para tratar tais equações encontram-se o método de Diferenças Finitas (MDF), método de Elementos Finitos (MEF) e métodos de Elementos de Contorno (MEC).

Neste trabalho, o método utilizado pelos programas computacionais é o de Diferenças Finitas. Tal método, apresenta-se adequado, considerando-se as características gerais do modelo utilizado, bem como, a disponibilidade de programa computacional e a simplicidade do método.

2.5.1 – Método de Diferenças Finitas

As equações de diferenças finitas podem ser obtidas de duas maneiras. A primeira, é uma abordagem matemática, tratada inicialmente nesta seção, que consiste em expressar de forma aproximada as derivadas constituintes das equações diferenciais parciais. A segunda, é uma abordagem física que aplica o balanço hídrico sobre cada célula da malha (BEAR, 1979). Como exemplo de autores que utilizam as referidas abordagens, estão WANG & ANDERSON, 1982 e KINZELBACH, 1986, respectivamente. A abordagem física é mais conhecida entre outros autores (HIRSCH, 1985), como *método de Volumes Finitos*, tratado adiante.

Na abordagem matemática as derivadas parciais de $h(x,y)$ que compõem as equações de fluxo horizontal, discutidas anteriormente, são aproximadas a partir da expansão em série de Taylor de $h(x+\Delta x)$ e $h(y+\Delta y)$.

Associando-se Δx e Δy aos espaçamentos entre os nós i,j da malha na direção x e y , respectivamente, (Figura 2.9), pode-se escrever a forma aproximada das derivadas

parciais $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$ e $\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$ em função das cargas nos nós h_{ij} como sendo:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \cong \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{(\Delta x)^2} \quad (2.5.1)$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \cong \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{(\Delta y)^2} \quad (2.5.2)$$

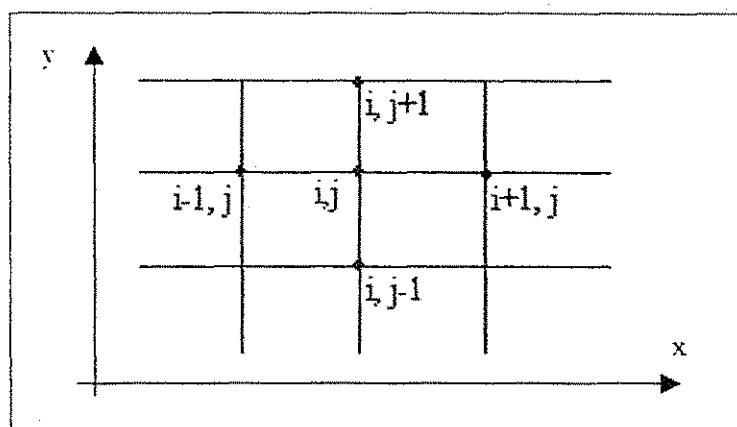


Figura 2.9 – Malha centrada nos vértices da células

Para uma situação não-estacionária a discretização no tempo pode caracterizar o método como explícito ou implícito.

2.5.1.1 – Método Explícito.

Considerando-se a aproximação por diferença progressiva para o tempo:

$$\frac{\partial h}{\partial t} \cong \frac{h_{i,j}^{n+1} - h_{i,j}^n}{\Delta t} \quad (2.5.3)$$

onde, os índices sobrescritos referem-se aos passos de tempo e, aplicando-se as Equações (2.5.3), (2.5.1) e (2.5.2) à Equação (2.4.10), já vista, para um aquífero confinado em meio homogêneo e isotrópico:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{R}{T} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.4.10)$$

obtém-se a Equação (2.5.4) na forma explícita:

$$\frac{h_{i,j}^n - 2h_{i,j}^{n-1} + h_{i,j}^{n-2}}{(\Delta x)^2} + \frac{h_{i,j}^n - 2h_{i,j}^{n-1} + h_{i,j}^{n-2}}{(\Delta y)^2} + \frac{R_{i,j}}{T} = \frac{S}{T} \left(\frac{h_{i,j}^{n-1} - h_{i,j}^n}{\Delta t} \right) \quad (2.5.4)$$

A equação anterior é em geral instável para valores práticos de intervalo de tempo Δt . A razão para a instabilidade decorre do método explícito considerar que as características do escoamento permanecem inalteradas durante todo o intervalo de tempo $[t, t+\Delta t]$ (CIRILO & CABRAL, 1987). Como um critério de estabilidade, é relacionado os limites de Δx , Δy e Δt segundo a expressão (2.5.5) (ROSENBERG apud BEAR, 1979:136), condição esta que deve ser satisfeita para todo o conjunto de nós da malha.

$$\frac{T}{S} \left[\frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} + \frac{\Delta t}{(\Delta y)^2} \right] \leq \frac{1}{2} \quad (2.5.5)$$

Para aquíferos não confinados, sobre a equação não linear (2.4.12),

$$\frac{K}{2} \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} \right) + R = S_y \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.4.12)$$

é feita sua linearização com a mudança de variável $v = h^2$ onde a equação anterior converte-se na Equação (2.5.6):

$$\frac{K}{2} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + R = \frac{S_v}{2\sqrt{v}} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (2.5.6)$$

a qual é aproximada segundo o procedimento já apresentado (WANG & ANDERSON, 1982).

2.5.1.2 – Método Implícito

No método implícito a derivada é avaliada em algum ponto entre o intervalo de tempo $[t, t+\Delta t]$ a partir de uma média ponderada (Equação 2.5.7)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \cong \alpha \frac{h_{i-1,j}^{n-1} - 2h_{i,j}^{n-1} + h_{i+1,j}^{n-1}}{(\Delta x)^2} + (1-\alpha) \frac{h_{i-1,j}^n - 2h_{i,j}^n + h_{i+1,j}^n}{(\Delta x)^2} \quad (2.5.7)$$

que aplicada à Equação (2.4.10), para uma malha de espaçamento constante ($\Delta x = \Delta y$), obtém-se a Equação (2.5.8) do método implícito.

$$\alpha \left[\frac{\bar{h}_{i,j}^{n-1} - 4h_{i,j}^{n-1}}{(\Delta x)^2} \right] + (1+\alpha) \left[\frac{\bar{h}_{i,j}^n - 4h_{i,j}^n}{(\Delta x)^2} \right] + \frac{R_{i,j}}{T} = \frac{S}{T} \left(\frac{h_{i,j}^{n+1} - h_{i,j}^n}{\Delta t} \right) \quad (2.5.8)$$

onde, $\bar{h}_{i,j}^n = h_{i-1,j}^n + h_{i+1,j}^n + h_{i,j+1}^n + h_{i,j-1}^n$.

Para a Equação (2.5.8) obtém-se os seguintes métodos de solução principais:

- $\alpha = 0$ (solução explícita)
- $\alpha = 1$ (solução completamente implícita)
- $\alpha = 1/2$ (solução tipo Crank-Nicholson)

onde, qualquer uma das soluções implícitas são incondicionalmente estáveis

Em meios heterogêneos a entrada de dados conterà os valores de coeficiente de armazenamento e transmissividade para cada sub-região ou célula. Se além disso, houver anisotropia, a transmissividade deve ser indicada para cada direção ou nos pontos onde houver variação (CIRILO & CABRAL, 1987).

2.5.1.3 – Método de Volumes Finitos

A obtenção das equações por esta abordagem inicia-se por realizar o balanço hídrico sobre cada célula (ou nó) de uma malha centrada no meio da célula, por permitir quantificar melhor as características médias entre células vizinhas (Figura 2.10).

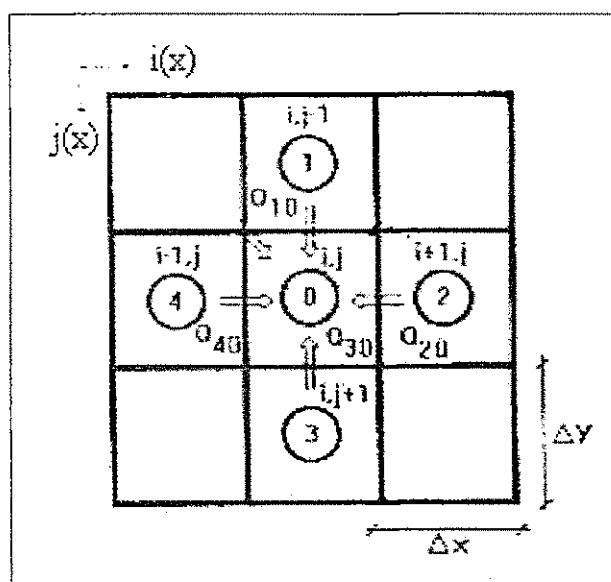


Figura 2.10 – Malha centrada no meio das células e os fluxos laterais em relação ao elemento 0 (fonte: MONTEIRO, 1997)

Tomando-se como exemplo a célula 0 para aplicação do balanço hídrico obtém-se a Equação (2.5.9)

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_E = S_0 \frac{(h_0(t + \Delta t) - h_0(t))}{\Delta t} \Delta x \Delta y \quad (2.5.9)$$

sendo:

$$\begin{aligned} Q_{10} &= \frac{\Delta x T_{10} (h_1 - h_0)}{\Delta y} \\ Q_{20} &= \frac{\Delta y T_{20} (h_2 - h_0)}{\Delta x} \\ Q_{30} &= \frac{\Delta x T_{30} (h_3 - h_0)}{\Delta y} \\ Q_{40} &= \frac{\Delta y T_{40} (h_4 - h_0)}{\Delta x} \\ Q_E &= q_{0E} \Delta x \Delta y \end{aligned} \quad (2.5.10)$$

onde, Q_{10} a Q_{40} são os fluxos horizontais laterais (Figura 2.8) e Q_E o fluxo vertical (recarga) sobre a célula 0, todos valores médios para um instante t' no intervalo de tempo $[t, t + \Delta t]$. T_{10} a T_{40} são as transmissividades intercelulares (ou harmônicas) correspondentes, dadas pelo exemplo:

$$T_{10} = \frac{2 T_1 T_0}{(T_1 + T_0)} \quad (2.5.11)$$

Para generalizar este tratamento a qualquer das células de uma malha, são utilizadas as seguintes transformações (KINZELBACH, 1986):

$$\begin{array}{lll}
h_0 \rightarrow h_{ij} & T_{10} \rightarrow TJ_{i,j-1} & S_0 \rightarrow S_{ij} \\
h_1 \rightarrow h_{i,j-1} & T_{20} \rightarrow TI_{ij} & q_0 \rightarrow q_{ij} \\
h_2 \rightarrow h_{i-1,j} & T_{30} \rightarrow TJ_{ij} & \\
h_3 \rightarrow h_{i,j-1} & T_{40} \rightarrow TI_{i-1,j} & \\
h_4 \rightarrow h_{i-1,j} & &
\end{array}$$

(2.5.12)

onde $i = 1, 2, \dots, N_x$ e $j = 1, 2, \dots, N_y$ sendo, N_x e N_y os números de nós da malha na direção x e y , respectivamente.

Aplicando-se as Equações (2.5.10) e as transformações (2.5.12), na Equação (2.5.9), obtém-se a equação explícita (2.5.13), substituindo t' por $t' = t$

$$h_{i,j}(t + \Delta t) = h_{i,j}(t) + \frac{\Delta t}{S_{i,j}} \left(TJ_{i,j-1} \frac{h_{i,j-1}(t) - h_{i,j}(t)}{\Delta y^2} + TI_{i,j} \frac{h_{i-1,j}(t) - h_{i,j}(t)}{\Delta x^2} + \right. \\
\left. + TJ_{i,j} \frac{h_{i,j-1}(t) - h_{i,j}(t)}{\Delta y^2} + TI_{i-1,j} \frac{h_{i-1,j}(t) - h_{i,j}(t)}{\Delta x^2} + q_{i,j} \right)$$

(2.5.13)

Para garantir a estabilidade numérica, o intervalo de tempo Δt deve ser escolhido de tal maneira a satisfazer a Equação 2.5.5, também conhecida como critério de NEUMANN), em cada nó.

$$\frac{T}{S} \left(\frac{\Delta t}{\Delta x^2} + \frac{\Delta t}{\Delta y^2} \right) \leq \frac{1}{2} \quad (2.5.5)$$

A estabilidade incondicional para qualquer intervalo de tempo Δt é obtida ao substituir o tempo t' por $t' = t + \Delta t$, obtendo-se a equação na forma completamente implícita:

$$\begin{aligned}
& h_{i-1,j}(t + \Delta t) \frac{T_{i-1,j}}{(\Delta x)^2} + h_{i,j-1}(t + \Delta t) \frac{T_{i,j-1}}{(\Delta y)^2} + \\
& + h_{i,j}(t + \Delta t) \left(-\frac{T_{i-1,j}}{(\Delta x)^2} - \frac{T_{i,j}}{(\Delta x)^2} - \frac{T_{i,j-1}}{(\Delta y)^2} - \frac{T_{i,j}}{(\Delta y)^2} - \frac{S_{i,j}}{\Delta t} \right) + \\
& h_{i-1,j}(t + \Delta t) \frac{T_{i,j}}{(\Delta x)^2} + h_{i,j-1}(t + \Delta t) \frac{T_{i,j}}{(\Delta y)^2} = q_{i,j} - S_{i,j} \frac{h_{i,j}(t)}{\Delta t}
\end{aligned}
\tag{2.5.14}$$

Para toda a malha, obtém-se $N_x \cdot N_y = N$ equações lineares do tipo da Equação (2.5.14).

Na prática, entretanto, é assumido um valor médio para o tempo t' onde

$$h_{i,j}(t') = (1 - \alpha) h_{i,j}(t) + \alpha h_{i,j}(t + \Delta t) \tag{2.5.15}$$

e α , como na abordagem anterior, assume quaisquer valores da faixa $[0,1]$ e, mais comumente, 0,5 (esquema Crank & Nicholson).

Para o caso de aquíferos não confinados, porém isotrópico, a equação nodal é obtida da mesma maneira que a Equação (2.5.14), contudo a transmissividade passa a ser função da carga hidráulica:

$$T_{i,j} = K_{i,j} (h_{i,j} - b_{i,j}) \tag{2.5.16}$$

onde, $b(i,j)$ é a cota de elevação do embasamento no nó (i,j) . e

$$\begin{aligned}
T_{i,j} &= K_{i,j} \sqrt{(h_{i+1,j} - b_{i+1,j})(h_{i,j} - b_{i,j})} \\
T_{i,j} &= K_{i,j} \sqrt{(h_{i,j+1} - b_{i,j+1})(h_{i,j} - b_{i,j})}
\end{aligned}
\tag{2.5.17}$$

(BUTLER apud KINZELBACH, 1986:63)

("Iterative Alternating Direction Implicit"), impõe a repetição dos dois passos acima mencionados, até que a convergência seja alcançada. Como outro exemplo, o método PCG ("Preconditioned Conjugate Gradient") formula o sistema de equações lineares como um problema de *otimização* na forma de equações matriciais do tipo:

$$y = \frac{1}{2} \{h\} [A] \{h\} - \{h\} \{b\} \quad (2.5.19)$$

O procedimento de *otimização* é um processo iterativo, procurando o vetor da variável desconhecida $\{h\}$ minimizando-se a Equação (2.5.19):

$$y = \frac{1}{2} \{h\} [A] \{h\} - \{h\} \{b\} \rightarrow \text{mínimo} \quad (2.5.20)$$

O procedimento PCG é ideal para problemas com grande número de nós. A única condição é que a matriz de coeficientes seja simétrica, o que sempre ocorre no caso de problemas de fluxo.

2.5.2 – O Programa Computacional PMWIN (MODFLOW)

Neste trabalho foi utilizado o programa computacional PMWIN ("*Processing Modflow for Windows*") (CHIANG & KINZELBACH, 1996), na versão 4.0

O PMWIN é um sistema, formado por diversos programas, para modelamento de fluxo de água subterrânea e processos de transporte que utiliza o método de Diferenças Finitas em 3-D.

O sistema possui como modelador de fluxo de água subterrânea o programa MODFLOW (McDONALD & HARBAUGH, 1988); como modelo de rastreamento de partículas ("*Particle tracking model*") o PMPATH para Windows (CHIANG, 1994); como modelo de transporte de soluto ("*Solute transport model*") o MT3D (ZHENG, 1990) e, como modelo de estimação de parâmetros ("*Parameter*

estimation program”) o PEST (DOHERTY et al, 1994). Todos eles podem ser utilizados de forma integrada às simulações realizadas com o MODFLOW. Entre eles, o PEST tem aplicação direta sobre os modelos gerados pelo MODFLOW ao ajudar na interpretação de dados e na determinação de tipos específicos de calibração de modelos.

2.5.2.1 – Características Gerais

Como limites de sua capacidade de processamento, o PMWIN permite tratar modelos com até 80 camadas e 1000 *períodos de tensão de tempo* ou *passos de tempo*. Cada camada pode ser formada por 2000 x 2000 células. A malha do modelo pode ter as dimensões de suas células redefinidas e refinadas. É possível ainda, se sobrepor à malha até cinco mapas em formato DXF.

Condições de contorno especiais e tensões hidrológicas são simuladas em programas especiais (“pacotes”) integrantes do MODFLOW. Como exemplo, é possível simular *poços* (.WEL1), *drenos* (DRN1), *contornos de fluxo dependente da carga* (GHB1), *rios* (RIV1), *recarga* (RCH1), *evapotranspiração* (EVT1) e *carga especificada variante com o tempo* (CHD1).

Entre *períodos de tempo* é possível se ajustar as condições de contorno especiais e tensões hidrológicas, como cargas variáveis com o tempo, e taxa de recarga. Esses ajustes são em sua maioria disponíveis individualmente a cada célula do modelo. Os parâmetros hidráulicos são igualmente ajustáveis a cada célula, entretanto, a nível de usuário, permanecem inalterados ao longo da simulação. Os *períodos de tempo* podem ser variáveis ao longo da simulação e, podem ainda serem subdivididos nos menores intervalos de tempo (“*passos de tempo*”) para permitir a estabilidade em determinadas simulações. As condições de contorno especiais, bem como as tensões hidrológicas não podem, entretanto, ser redefinidas entre esses intervalos menores de tempo.

Dados do modelo podem ser especificados de três maneiras: a primeira para cada célula individualmente, a segunda por regiões em forma de zoneamentos e a terceira, diretamente pelo *interpolador de campo* a partir de dados interpolados distribuídos irregularmente no modelo.

O *interpolador de campo* PMDIS (“The Field Interpolator”) toma dados médios de parâmetros hidráulicos, elevação de camadas geológicas, etc. e os interpola para cada célula do modelo. Os resultados obtidos deste processo, servem como dados gerais a serem utilizados nas simulações do modelo.

O MODFLOW possui um importante programa para calcular o balanço hídrico (“Water Budget Calculator”). Ele calcula o balanço hídrico volumétrico (célula a célula) para todo o modelo ao final de cada passo de tempo e o salva em arquivo. Um balanço hídrico fornece uma indicação de aceitabilidade geral da solução numérica. Os termos de fluxos calculados célula a célula podem ser utilizados também para calcular os balanços hídricos por sub-regiões especificadas pelo usuário, entre sub-regiões adjacentes e, de uma só vez para o modelo inteiro.

Como métodos de solução ou “solvers” o MODFLOW oferece três opções de métodos mistos: o SIP (“Stongly Implicit Procedure”), o SSOR (“Slice-Sucessive Overrelaxation”) e o PCG2 (“Preconditioned Conjugate Gradient”).

2.5.2.2 – A Utilização do Programa

Nesta seção são descritos apenas os procedimentos gerais realizados com o PMWIN para executar as simulações do modelo adotado, entretanto, os valores de contorno, de parâmetros hidráulicos e características geométricas aqui mencionados, por terem sido utilizados durante a utilização deste programa, serão discutidos mais adiante no Capítulo – 4 (“Definição e Aplicação do Modelo”).

Primeiramente foi definida uma única camada do tipo não confinada e, em seguida discretizada por uma malha retangular (4500 m x 75 m) formada por 3 linhas de 91 colunas cada. A cada uma das 3 linhas foi atribuída uma largura $\Delta y = 25$ m, enquanto às colunas foram atribuídas larguras variáveis Δx entre 1m e 100 m. Esta não uniformidade dos espaçamentos ao longo da direção x observou, entretanto, o limite de 1,5 para a razão entre as larguras de células vizinhas ($\frac{\Delta x_i}{\Delta x_{i+1}}$ e $\frac{\Delta x_i}{\Delta x_{i-1}} \leq 1,5$) como é

recomendado para o caso de diferenças finitas como forma de evitar erros de convergência (TRESCOTT et al. apud BEAR, 1979:130).

Os valores de cota de embasamento b_i foram definidos célula a célula, iniciando com o menor valor $b_1 = 74,00$ m para as três células do limite montante da malha, valor este coincidente com a cota de embasamento real do trecho aluvial estudado. Os valores de embasamento das células restantes foram inseridos de modo a estabelecer, para as mesmas, uma inclinação única de embasamento igual a 0,38%.

Com a definição de unidimensionalidade do modelo, foi necessário definir inicialmente as condições de contorno apenas nas células dos limites montante e jusante da malha para rodar a simulação em regime estacionário. Nesses limites foram mantidas constantes as cargas nas células com valores $h = 76,33$ m e $h = 95,07$ m (SILVA, 1998), para as 3 células do limite montante e para as 3 células do limite jusante, respectivamente. Rodada esta simulação, foi gerado e gravado em arquivo o conjunto de cargas hidráulicas do regime estacionário. Tal conjunto foi utilizado a seguir em todas as simulações não-estacionárias.

Durante as simulações envolvendo duas barragens e durante o processo de calibração do modelo (seção 4.4), foi necessário se definir mais uma condição de contorno vizinha a uma das barragens (barragem B_2 apresentada no capítulo seguinte). A simulação das barragens é feita com a elevação igual do embasamento das três células pertencentes a uma mesma coluna da malha.

Foi utilizado o pacote GHBI (“General Head Boundary”), já mencionado, com o objetivo de estabelecer uma condição de contorno de carga constante vizinha à referida barragem. O GHBI é utilizado originalmente para simular contornos de fluxo dependentes da carga (*condição de contorno de Cauchy*), e é definido por dois valores de célula:

- *condutância hidráulica do contorno* C_b [L^2T^{-1}]
- *carga hidráulica do contorno* h_b [L]

O fluxo por todo o contorno de carga geral Q_b [L^3T^{-1}] é dado por:

$$Q_b = C_b (h_b - h) \quad (2.5.21)$$

onde, h é a carga hidráulica no aquífero. Uma célula GHB, entretanto, é equivalente a uma célula de carga constante se um valor elevado de C_b for utilizado (CHIANG & KINZELBACH, 1996). Neste trabalho, um valor $C_d = 10 \text{ m}^2/\text{s}$ foi suficiente para manter a carga constante no contorno durante todo o curso das simulações.

Poços de observação virtuais foram inseridos, definindo-se as coordenadas (x,y) de seus pontos sobre a malha. Para cada um desses poços foi gerada graficamente, para cada simulação, uma curva de rebaixamento (h vs. t), a partir do comando "Head-Time Graphs".

Para todas as situações não-estacionárias simuladas, foi utilizado um tempo total de simulação igual a dois anos e, na sua maioria, um *período de tempo* constante igual a 15 dias e subdividido em *passos de tempo* de 5 dias. Em situações especiais, como na determinação do instante em que uma célula torna-se seca, ou quando falha a convergência em determinado período da simulação, é necessário definir *períodos de tempo* menores, ou subdividi-los em *passos de tempo* menores.

Os valores de carga do perfil freático gerados das simulações não-estacionárias para todas as células foram obtidos para diversos instantes, principalmente para os instantes iniciais e finais de simulação, através do comando "Results Extractor", bastando para isso indicar os *períodos de tempo* e *passos de tempo* correspondentes.

O cálculo de vazão no local das barragens foi realizado com a utilização do programa "Water Budget Calculator" a intervalos de 15 dias.

Na sua maioria, as simulações foram realizadas utilizando-se o "solver" "PCG2" disponível no MODFLOW por ter, em geral, apresentado resultados com uma aceitabilidade melhor da solução numérica que os outros dois mencionados na seção anterior.

Algumas deficiências mais impotentes foram notadas durante a utilização do PMWIN, entre elas vale citar:

- a) A impossibilidade de recalcular a carga sobre uma célula uma vez seca. Quando isso acontece, a referida célula passa a ser considerada uma célula inativa para o modelo, o que inviabiliza a construção de um modelo com barragem subterrânea funcionando livremente em simulação não-estacionária, tornando-se necessário a utilização de condições de contorno.

- b) Dificuldade de convergência em simulações estacionárias em modelos que utilizam espessuras saturadas iniciais pequenas em embasamento inclinado, mesmo utilizando-se qualquer um dos três “solvers” disponíveis.
- c) A pouca praticidade para se gerar malhas com embasamento de inclinação constante, sendo necessário se calcular extra programa os valores de elevação de embasamento e inseri-los célula a célula.
- d) A impossibilidade de simplificação da malha uma vez gravada. Apesar de ser possível refiná-la, aumentando o número de células, não é possível suprimir células visando simplificar ou diminuir a malha inicialmente gravada.
- e) Poucos recursos e baixa qualidade gráfica no traçado de isolinhas, e na geração de gráficos.

2.5.3 – O Programa Auxiliar

Como uma forma de agilizar algumas simulações para definir o modelo a ser, utilizado neste trabalho, criou-se um programa em linguagem FORTRAN, referido como “Programa Auxiliar” (PRG-AUX), para resolver a equação de fluxo unidimensional em aquífero não confinado com embasamento inclinado (Equação 4.2.2), utilizando o método de Diferenças Finitas. Apesar de não ter-se tratado da recarga neste modelo, foi inserido à referida equação o termo de recarga de modo a tratá-la em sua forma geral (Equação 2.5.22), onde $h = h(x)$ é a carga hidráulica, $b = b(x)$ é a cota de embasamento (seção 4.2) e, R e K a taxa de recarga e a permeabilidade hidráulica, respectivamente.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left((h - b) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{S_y}{K} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{R}{K} \quad (2.5.22)$$

O referido programa, serviu também para testar inicialmente diferentes discretizações de malha, inclinações de embasamento e espessuras saturadas em simulações estacionárias.

2.5.3.1 – Descrição do Funcionamento

A utilização do Programa Auxiliar dá-se com a definição da malha (quantidade de nós e espaçamento entre eles para Δx uniforme ou não uniforme), definição das cargas nos limites montante e jusante da malha, definição da cota inicial de base para a primeira célula da malha e, a definição da inclinação fixa de embasamento. Estes valores são suficientes para que o programa gere automaticamente as cotas de base para todas as demais células, calcule para cada uma delas as cargas para a condição estacionária e inicie, se for o caso, o processamento na condição não-estacionária

Para o caso de uma malha não uniforme, os valores Δx precisam ser gravados em um arquivo de dados específico. Um outro arquivo de dados contém o restante das informações hidrológicas (parâmetros hidráulicos, condição de contorno, inclinação do embasamento, etc.) e, informações necessária ao processamento (definição do regime, estacionário ou não-estacionário, intervalo de tempo Δt , fator α de ponderação implícita, etc.). Os arquivos de saída são gravados em disco e, para o processamento na condição estacionária os resultados são apresentados ainda na tela.

O método utilizado como “solver” é o Gauss-Seidel (seção 2.5.1.4) sobre a equação de diferenças em sua forma implícita e, como modo de acelerar o processo de convergência, é utilizado complementarmente o SOR (“Sucessive Over Relaxation”). Aplicado entre cada iteração de tempo, esta método obtém, por extrapolação, o valor $h_{i,j}^{n+1}$ na forma geral:

$$h_{i,j}^{n+1} = h_{i,j}^n + \omega c \quad (2.5.23)$$

onde, ω é o fator de relaxação que assume comumente os valores na faixa [1,2] (WANG & ANDERSON, 1982) e, $c = h_{i,j}^{n+1} - h_{i,j}^n$ é o residual entre iterações sucessivas, levando à forma final da função de relaxação que é utilizada neste programa:

$$h_{i,j}^{n+1} = h_{i,j}^n + \omega (h_{i,j}^{n+1} - h_{i,j}^n) \quad (2.5.24)$$

Em regime não-estacionário é aplicada, sobre o limite montante da malha, a condição de não-fluxo a cada iteração de tempo. Para isso, é utilizada a técnica de criação de nó fictício adicional à malha original, porém com mesma carga hidráulica que o nó real adjacente. Tal procedimento impõe a não existência de garante hidráulico e de fluxo sobre o último nó verdadeiro da malha (WANG & ANDERSON, 1982; CIRILO & CABRAL, 1987).

A não linearidade da Equação (2.5.22) é tratada de forma análoga à Equação (2.4.12) na seção 2.5.1.1. Na Equação (2.5.22) $b = b(x) = b_0 + \text{tg}\phi x$ é a função do embasamento onde ϕ é o ângulo de inclinação constante do embasamento e, b_0 é a cota do embasamento inicial. Aplicando-se a mudança de variável $v = h^2 - 2bh$, à Equação (2.5.22) ela é rescrita como a Equação (2.5.25).

$$\frac{1}{2} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\phi}{2\sqrt{b^2 + v}} \frac{\partial v}{\partial x} + \phi^2 \left(\frac{b}{\sqrt{b^2 + v}} + 1 \right) = \frac{S_v}{2K\sqrt{b^2 + v}} \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{R}{K} \quad (2.5.25)$$

Considerando-se a não uniformidade da malha utilizada são aplicadas as seguintes aproximações para a equação anterior:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} &\cong 2 \left[\frac{\Delta x_{i-1}(v_{i-1} - v_i) - \Delta x_i(v_i - v_{i-1})}{\Delta x_i \Delta x_{i-1} (\Delta x_i + \Delta x_{i-1})} \right] \\ \frac{\partial v}{\partial x} &\cong \frac{v_{i+1} - v_i}{\Delta x_i} \\ \frac{\partial v}{\partial t} &\cong \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} \end{aligned} \quad (2.5.26)$$

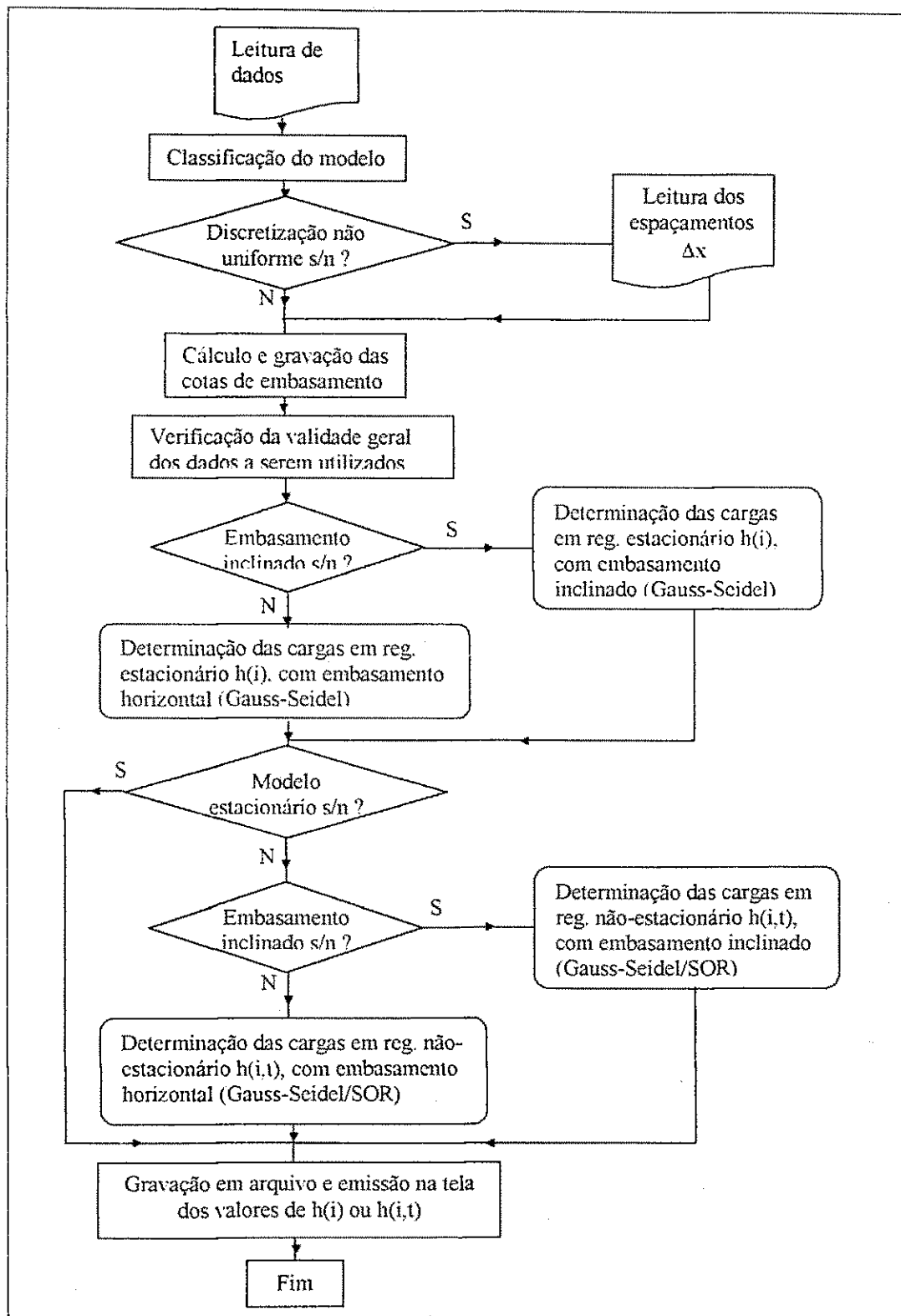


Figura 2.11 - Fluxograma das etapas principais do Programa Auxiliar

Como uma forma de facilitar as alterações e o entendimento, o Programa Auxiliar trata a Equação (2.5.25) separadamente em 4 casos: estacionário de embasamento horizontal, estacionário de embasamento inclinado, não-estacionário de embasamento horizontal e, não-estacionário de embasamento inclinado. O resumo de suas principais etapas estão organizadas no fluxograma da Figura 2.11e o texto do programa fonte encontra-se no Anexo II.

3 – A ÁREA DE ESTUDO

3.1 – Características Geográficas e Hidrografia

A área de estudo está contida no centro do estado da Paraíba e faz parte da bacia hidrográfica do Rio Piranhas, sub-bacia do Rio Serído, possuindo uma área de recarga de 158 km². A bacia aluvial é na sua maior parte uma planície, constituída por três riachos principais (Riacho do Fogo, Riacho do Saco e Riacho do Chafariz), todos sazonais. As águas desses riachos afluem unindo-se a montante da barragem do açude público que abastece a cidade de Santa Luzia com capacidade para armazenar 15·10⁶ m³ (Figura – 3.1). O relevo da bacia aluvial é representado por características variáveis. É cercada ao norte pela Serra da Cabeça, com 589 m de altitude, a leste pelo planalto da Borborema que alcance elevações de até 700 m, e ao sul pelas Serras do Tubira com 662 m de altitude.

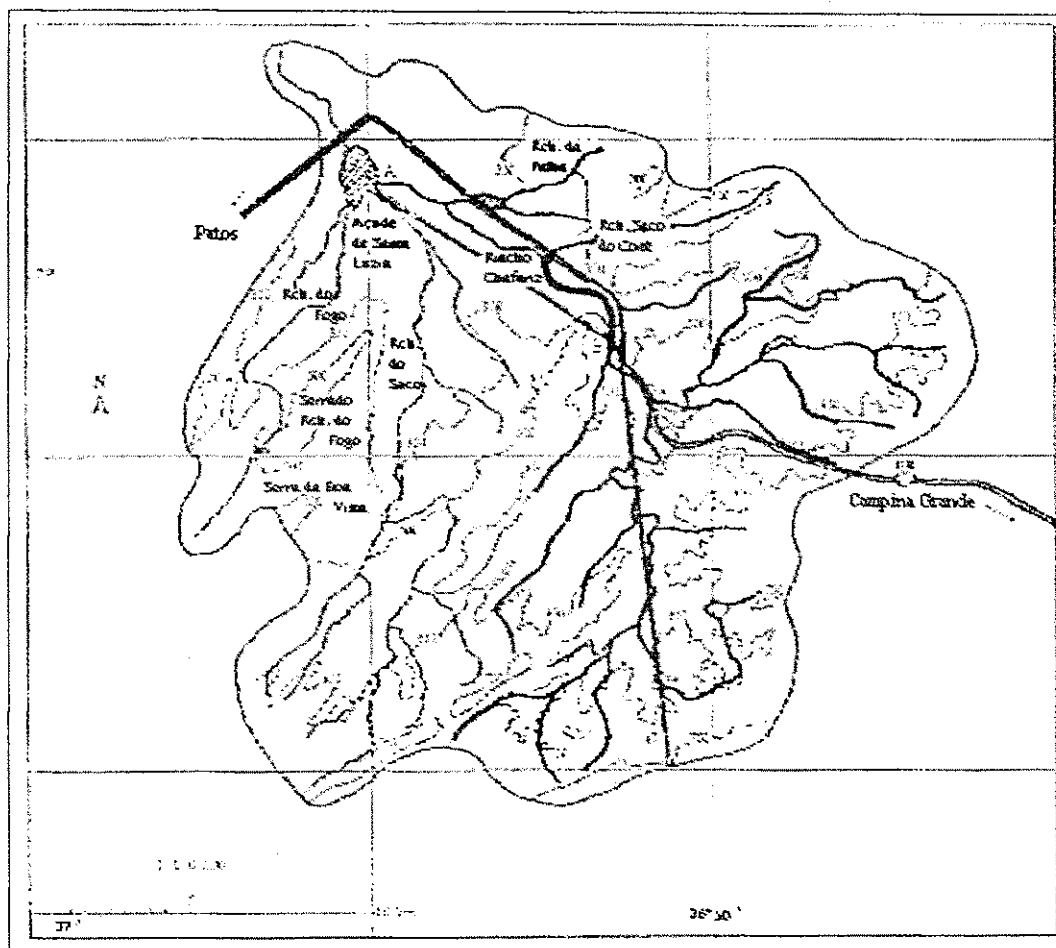


Figura 3.1 – Mapa da sub-bacia hidrográfica de drenagem Rio Seridó (fonte: MONTEIRO, 1997)

A área efetivamente utilizada para estudo é um trecho aluvial de 4,5 km de extensão, ao longo do Riacho do Chafariz, que se inicia a 5 km da cidade de Santa Luzia e possui uma área de 1,6 km² (Figura 3.2).

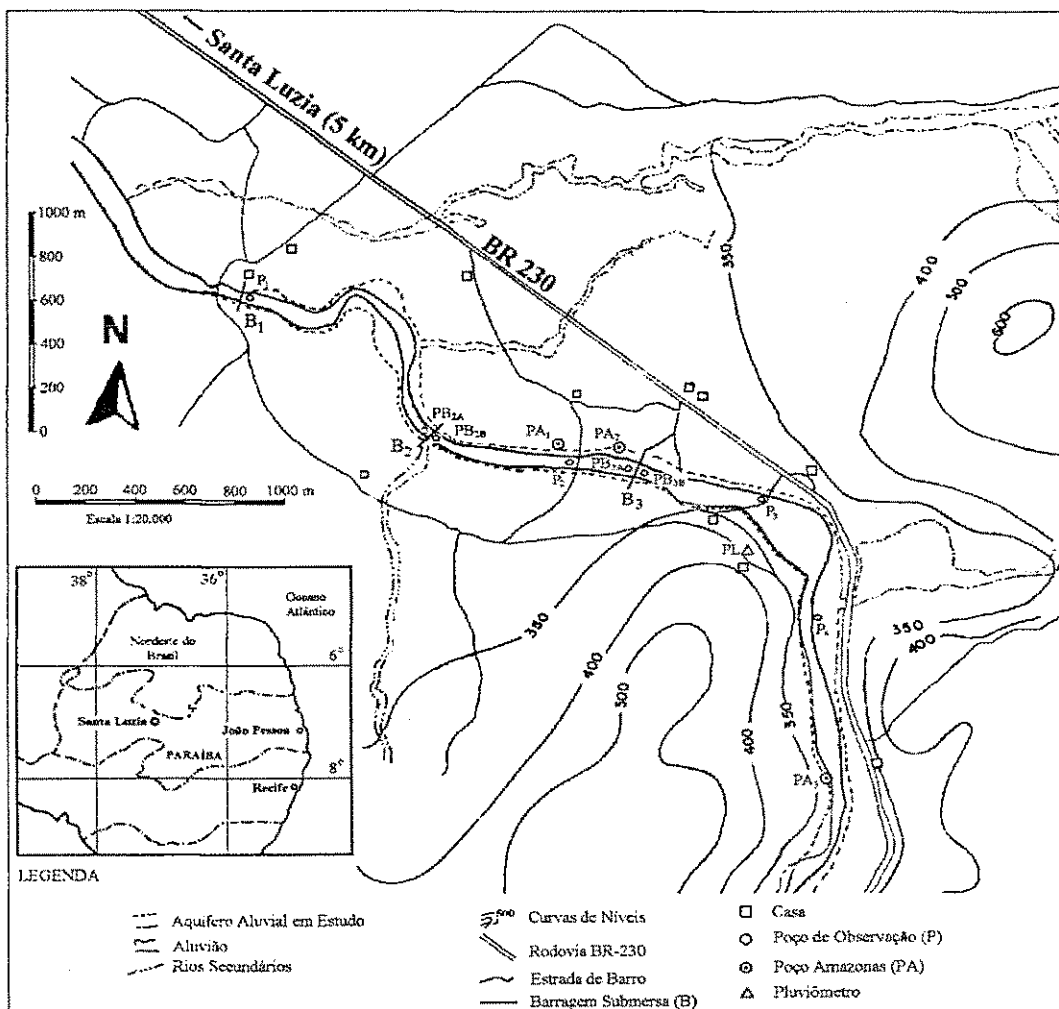


Figura 3.2 – Mapa da localização da área de estudo ^(*) (fonte: SCHUSTER et al, 1999)

O aluvião em estudo é constituído por uma estreita faixa de depósitos clásticos apresentando uma largura variável entre 50 m e 400 m e, recarregado pelo riacho São Gonçalo que cruza a BR 230 por sob uma ponte.

^(*)A distribuição e nomenclatura de poços e piezômetros é referente ao trabalho em SCHUSTER et al,

3.2– Hidrogeologia da Área

A planície aluvial da época geológica Quaternária forma a cobertura aluvial sobre o complexo cristalino Gnáissico-Migmatítico-Granítico Pré-Cambrianos (ANDRITZKY et al., 1975), onde a espessura dos sedimentos aluviais varia de 1 a 10 m, dispondo de características adequadas ao o abastecimento de água a pequenos agricultores da região.

Trata-se de uma das áreas mais secas do estado da Paraíba com precipitação média anual durante o período de 1950 a 1996 em torno de 520 mm, com o máximo e mínimo observados sendo 1372 mm (1985) e 89 mm (1993). Nos últimos dois anos, por causa do efeito de El Niño, registrou-se novamente baixas taxas de precipitação (71,2 mm em 1998 e 280 mm em 1999) na área de estudo. Observe-se na região da bacia do Seridó que o trimestre mais chuvoso corresponde ao período de fevereiro a abril e, este trimestre é responsável por cerca 70 % do total acumulado ao longo do ano na região de estudo. Enquanto a taxa média anual da evaporação real é bastante elevada (2070 mm), alcançando o máximo no mês de outubro (227 mm), (MONTEIRO et al, 1997).

As principais características hidrogeológicas deste aquífero aluvial são, principalmente, as variações da espessura dos depósitos detríticos que constitui o aluvião, a inclinação do embasamento cristalino ao longo dele, a irregularidade do embasamento cristalino nas seções verticais transversais, a ocorrência de terraços aluviais aplainados lateralmente em níveis topográficos um pouco mais elevados do que o leito do riacho e a variação na composição dos seus tamanhos de sedimentos – areias grossas até finas com siltes e argilas.

Logo depois das chuvas anuais, o riacho continua a escoar superficialmente, principalmente próximo à entrada do riacho afluente São Gonçalo, durante alguns dias.

A fonte principal de recarga do aquífero é a chuva, não existindo nenhuma contribuição permanente.

A seção selecionada para estudo através das investigações de campo e modelamento matemático posterior, possui duas barragens (B_1 e B_2). A barragem B_1 é do tipo assoreamento, funcionando como vertedor, com cerca de 2 m de altura média, soterrada a montante, formando o limite a jusante do trecho selecionado, (Figura 3.3) enquanto B_2 é uma barragem subterrânea, coberta pelos sedimentos nos dois lados, e portanto, submersa no aluvião, podendo entretanto, ser observado seu efeito sobre a vegetação (Figura 3.4). Apesar de subterrânea, a barragem B_2 mostra suas extremidades laterais.

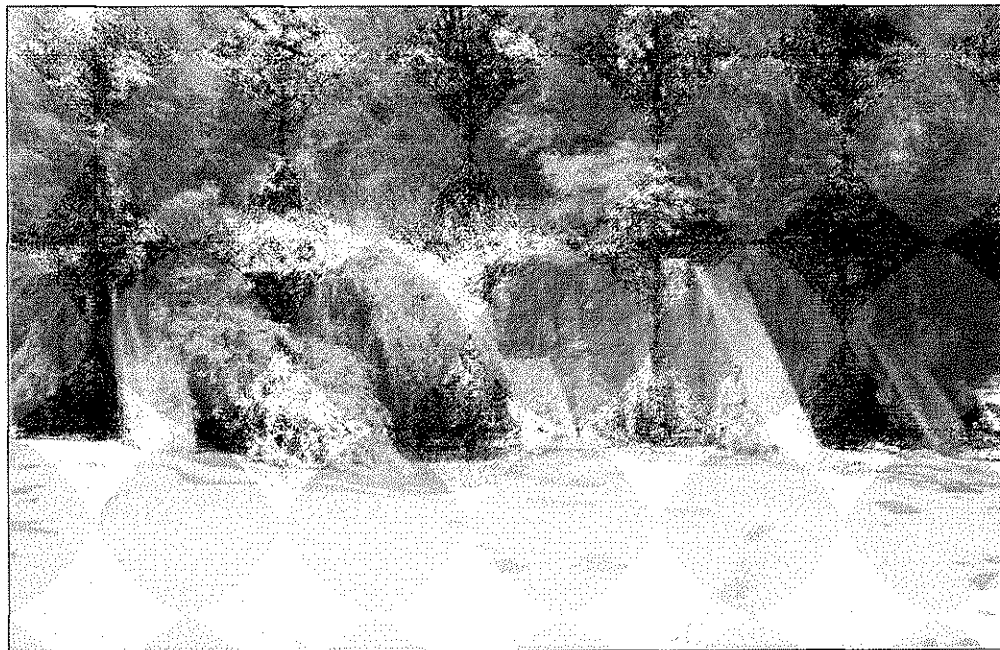


Figura 3.3 – Barragem B_1 - o limite jusante do trecho aluvial estudado (abril de 2000)

Estas barragens foram inicialmente construídas após um longo período de estiagem por um morador da região, em 1952 e, terminadas em 1954. O limite montante do trecho estudado foi definido pela presença do último poço amazonas, PA_m , (seção 3.3).

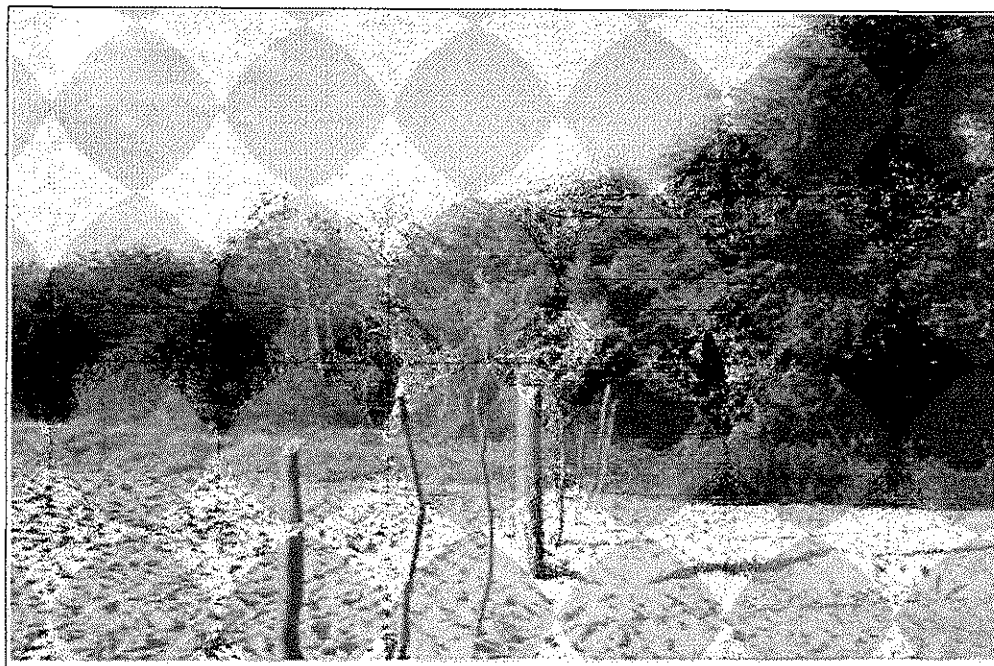


Figura 3.4 Efeito da barragem B₂ sobre a vegetação (fevereiro de 1997)

A composição do depósito detrítico indica uma seqüência aluvial relativamente homogênea, de areias média a grossa com poucas intercalações argilosas (OLIVEIRA, 1992; SILVA, 1998). A margem direita do riacho passa por um terraço largo de material siltoso-arenoso, sendo constituído por materiais que ficam em suspensão nos períodos de cheia do riacho e depois são depositados nas suas margens como também dos sedimentos detríticos provenientes das serras que cercam a planície. Já a margem esquerda mostra em muitos lugares o cristalino aflorante.

Nesta área o uso da terra é feito para fins agrícolas através de poços amazonas, também chamados de cacimbões, bombeados para agricultura de subsistência. Uma barragem submersa instalada no curso estreito e no local da pouca inclinação do embasamento de um depósito aluvial intercepta o fluxo de água subterrâneo e causa um barramento d'água a montante da barragem até ocorrer um escoamento superficial por causa do excesso de saturação que se estende nesta direção por 200 m ou mais, como é o caso nos locais próximos às barragens B₁ e B₂ existentes no aquífero Chafariz em estudo. No entanto, a jusante destas, observe-se uma queda

significativa no nível d'água. Estas áreas são cultivadas pelos agricultores da região todos os anos como uma consequência da taxa de precipitação insuficiente.

3.3 – Observações e Medições de Campo

A disponibilidade hídrica agravou-se nesta região quando a taxa de precipitação apresentou-se bastante reduzida nos anos de 1998 e 1999 (Figura 3.5 (a) e (b)), em relação a uma precipitação média anual da área de 520 mm, tendo o primeiro ano uma precipitação inferior a menor precipitação anual registrada entre 1950 e 1996 (89 mm em 1993).

A Figura 3.6 mostra a distribuição de cinco poços amazonas (PA), um piezômetro (PI), além das barragens B₁ e B₂ que foram utilizados neste trabalho como pontos de observação do nível d'água ao longo do aluvião, enquanto a Tabela 3.1 mostra a localização relativa dos mesmos com os respectivos valores de profundidade medidos em diferentes momentos.

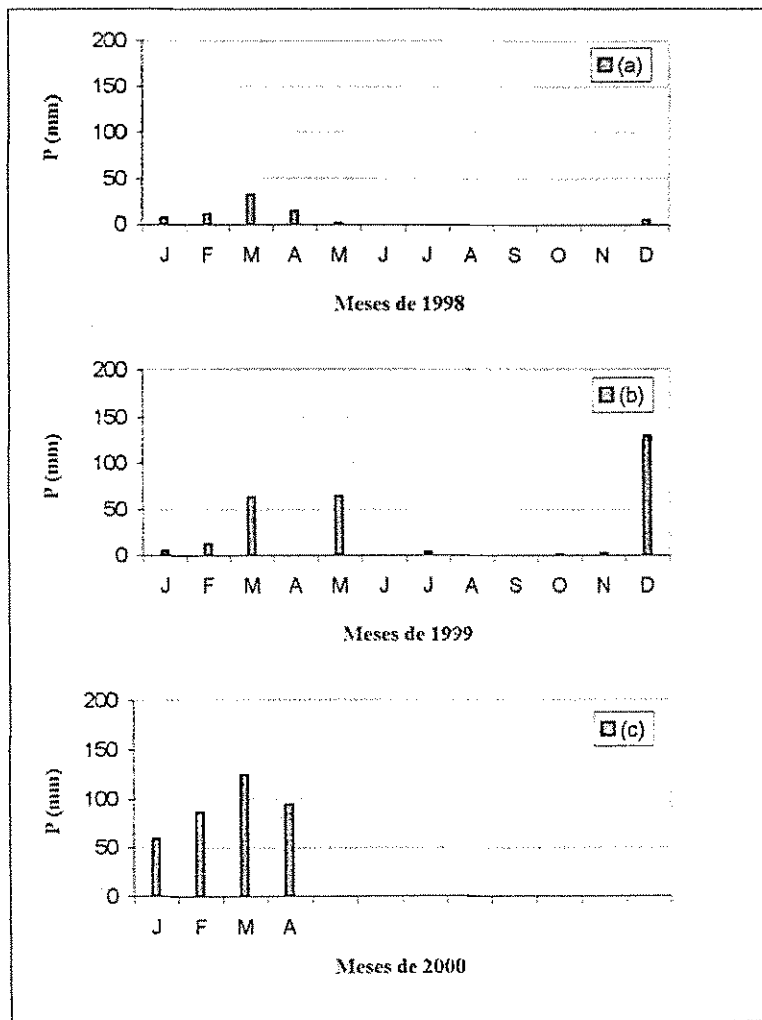


Figura 3.5 – Pluviometria da área de estudo P(mm): (a) no de 1998; (b) ano de 1999; (c) 1º quadrimestre de 2000

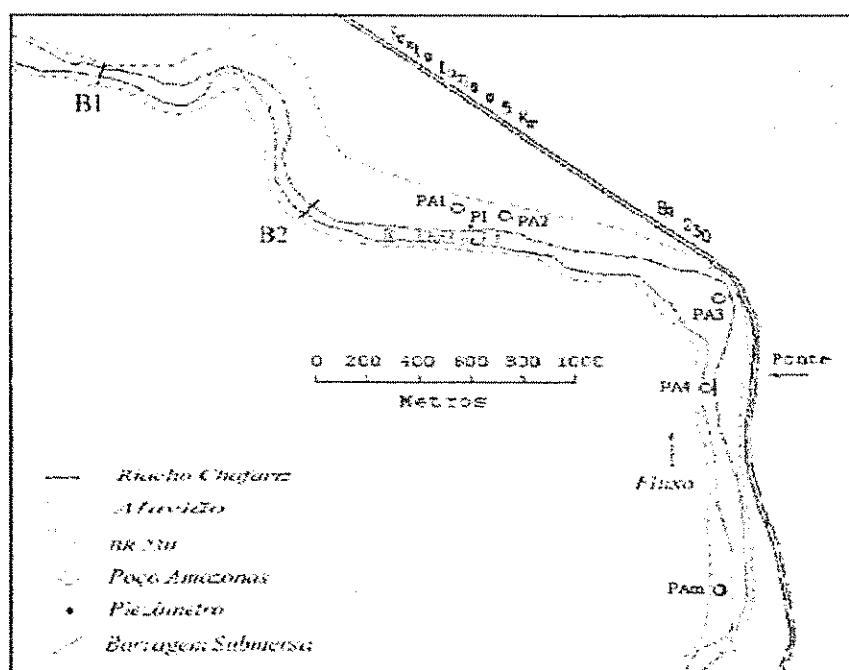


Figura 3.6 – Mapa esquemático da área localizando B₁, B₂ e poços observados

Tabela 3.1 – Distância da cota de superfície até o nível d'água nos poços piezométricos e nas posições imediatamente a montante das barragens. ⁽¹⁾ Poço de topo no nível do leito. ⁽²⁾ Poço no limite montante. ⁽³⁾ Valores obtidos de SILVA, 1998. ⁽⁴⁾ Lâmina de escoamento superior à cota de topo da barragem.

Pontos de observação (nomenclatura anterior) ^(*)	Pontos de observação (neste trabalho)	Distância da B ₁ (m)	⁽³⁾ Cota de superfície (m)	Distância até o nível d'água (m)		
				12/12/98	16/12/99	01/04/00
B ₁	B ₁	0	75,26	0,14	0,55	-0,02 ⁽⁴⁾
B ₂	B ₂	1500	82,66	0,88	1,90	0,49
PA ₁	PA ₁	2120	85,62	2,20	2,85	0,53
P ₂	PI	2180	86,02	2,90	seco	0,54
PA ₂ (catavento)	PA ₂	2290	86,36	3,10	3,70	1,25
novo PA ₃ (próximo a P3)	PA ₃	3180	91,10	3,15	seco	0,64
novo PA ₄ (próximo a P4)	PA ₄ ⁽¹⁾	3740	92,92	4,25	seco	0,60
PA ₃	PA _m ⁽²⁾	4580	96,65	seco	seco	0,78

^(*) Nomenclatura utilizada em trabalhos anteriores: OLIVEIRA, 1992; MONTEIRO 1997 e SILVA, 1998

Todos os poços amazonas ao longo do aluvião rebaixaram significativamente e aqueles na região mais a montante secaram ao final do ano de 1998. Por causa disso, grupos de moradores escavaram cacimbas cada vez mais profundas em locais de maior espessura do depósito aluvial seguindo o nível d'água até chegar ao embasamento cristalino. A procura de água não parou na fronteira cristalina, considerada geralmente impermeável, mas continuou com o escavamento do cristalino alterado que se mostrou bastante fragmentado como observado no poço PA₄ em 16/12/99, onde o mesmo encontrava-se seco em toda profundidade do depósito aluvial, contendo água abaixo do topo do cristalino, escavado com profundidade de 30 cm, como uma consequência da existência de fluxo neste meio.

As primeiras medidas do nível d'água imediatamente a montante das barragens B₁ e B₂, realizadas em 12/12/98, já indicavam um nível, abaixo do topo das mesmas, enquanto imediatamente a jusante destas o aluvião encontrava-se seco. Tal fato, decorrente da baixa precipitação do ano de 1998 e antecedido pela precipitação de apenas 31.5 mm no período de junho a dezembro de 1997, encontrava-se há 19 meses do último escoamento superficial (abril de 1997).

Durante todo o período 1998 – 1999 foi observado, como em todo período de estiagem, a utilização de irrigação de pequenas áreas ao longo do aluvião.

Nas observações do nível d'água a montante das barragens B₁ e B₂ verificou-se que o mesmo rebaixou alguns centímetros no primeiro ano de estiagem, aumentando significativamente este rebaixamento ao fim do segundo ano, sendo este processo muito mais pronunciado junto a barragem B₂ do que junto a barragem B₁.

Devido a uma precipitação elevada distribuída ao longo do início do ano 2000 (Figura – 3.5 (c)), com um total de 280 mm até final do mês de março, o depósito aluvial carregou-se e, observou-se novamente um escoamento subterrâneo sobre a barragem B₂ e um escoamento superficial na barragem B₁ (Figura – 3.3 e Figura – 3.7).

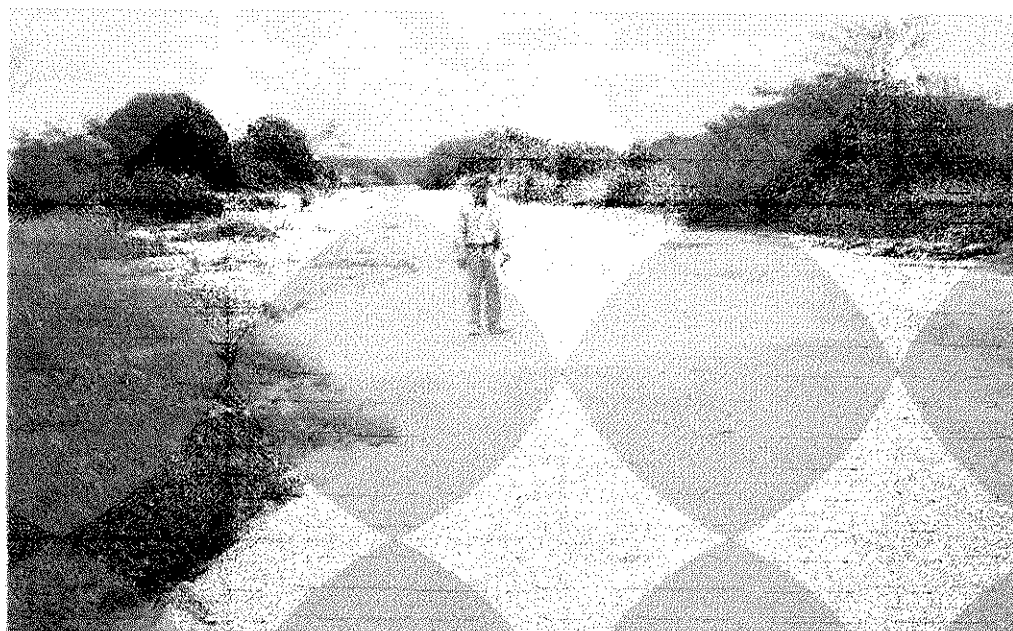


Figura 3.7 – Visualização da fronteira de umidade no local da barragem B₂ (abril de 2000)

Como mostra a Figura 3.8, o nível da água sobre a barragem B₂ encontrava-se no nível do topo desta barragem, fato observado no dia 16/04/2000, oito dias após o fim do último escoamento superficial. Em contrapartida, foi verificado que o nível da água imediatamente a jusante da barragem B₂ estava, no mesmo momento, a 0.70 m de profundidade em relação ao topo da mesma. Este comportamento encontra-se também registrado no trabalho de SILVA, 1998 (Figura 3.9), onde comportamento semelhante do nível freático é mostrado graficamente para pontos distantes 80 m a montante e 80 m a jusante da barragem B₂, curvas “P. jusantes da B₂” e “P. montante da B₂”, respectivamente.

Informações tomadas junto a antigos moradores e agricultores instalados mais próximos à barragem B₂, indicam que em anos de forte seca o topo da referida barragem seca entre doze e treze meses, após o fim das chuvas e do escoamento sobre a superfície aluvial.



Figura 3.8 – Lâmina escorrendo sobre a lateral da barragem B₂
(abril de 2000)

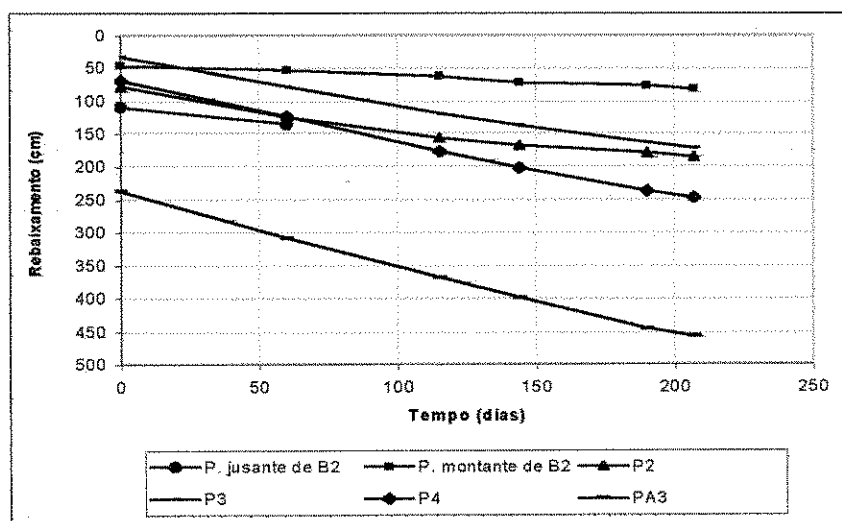


Figura 3.9 – Rebaixamento do nível freático observado em seis piezômetros num período de estiagem entre 18/08/96 e 13/03/97 (fonte: SILVA, 1998)

Como um resumo das observações verificadas na área de estudo e, que são importantes na definição da modelagem utilizada na seção seguinte, estão:

a) Para o período de estiagem (1998 – 1999)

- ✓ O nível d'água imediatamente a montante da B_1 , para um ciclo anual de estiagem, mantém-se praticamente constante e próximo ao nível do topo da mesma.
- ✓ A precipitação ocorrida, é insuficientes para estabelecer uma condição importante de recarga.

b) Para o período logo após as chuvas (2000)

- ✓ A lâmina d'água superficial cessa rapidamente sobre o leito do aluvião e, os níveis freáticos imediatamente a montante das barragens rebaixam-se rapidamente, mantendo-se próximos aos níveis do topo das respectivas barragens por longo período.
- ✓ O nível d'água imediatamente a jusante da B_2 decai rapidamente, estabelecendo uma descontinuidade no nível d'água entre as direções montante e jusante desta barragem logo após o fim do escoamento sobre a superfície aluvial

4 – DEFINIÇÃO E APLICAÇÃO DO MODELO

4.1 – Características Gerais do Modelo

Para entender melhor o comportamento hidráulico do aquífero aluvial com barragens submersas e fazer uma estimativa quantitativa sobre as reservas disponíveis de água subterrâneas retidas, foi estabelecido um modelo computacional. Este modelo não considera a recarga e a evaporação. O interesse principal das simulações realizadas neste modelo é a determinação da taxa de vazão na saída da barragem B_1 e a evolução dos níveis freáticos com o tempo em vários poços de observação ao longo do aluvião e a reserva de água retida após o período total de simulação definido.

O modelo utilizado é unidimensional e considera o meio aluvial homogêneo, onde são simuladas três situações hidráulicas diferentes: o aquífero aluvial sem barragem (caso 1), o aquífero com apenas a barragem B_1 em sua saída (caso 2), e o aquífero com barragens B_1 e B_2 (caso 3), com a última situada a 1500 m a montante da B_1 (caso 3), como são apresentadas esquematicamente na Figura 4.1. Os casos 1 e 2 representam situações hipotéticas em relação à situação encontrada em Sta. Luzia.

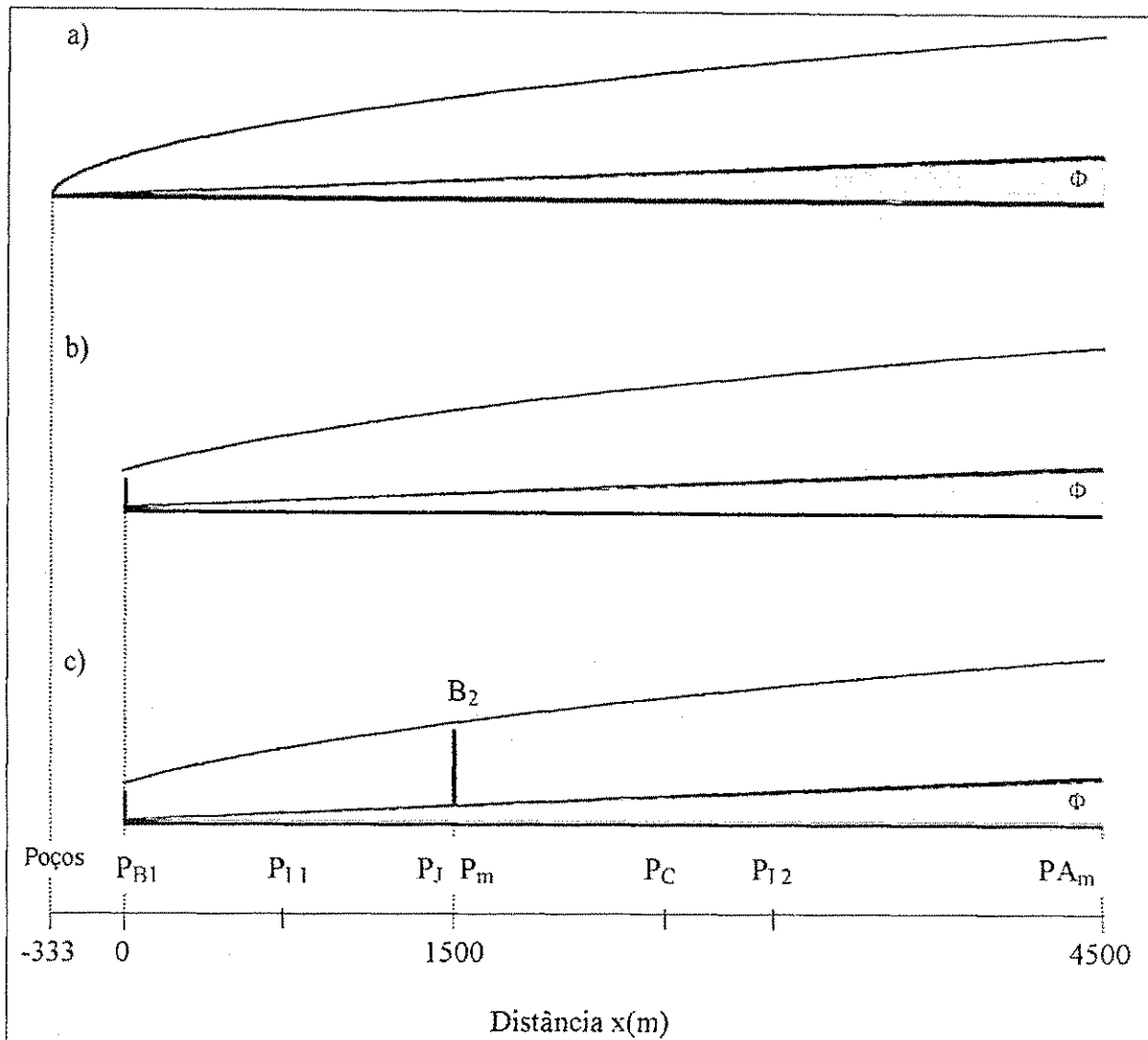


Figura 4.1 – Ilustração das três situações simuladas e localização dos poços virtuais de observação: a) caso 1 – situação sem barragens (hipotético); b) caso 2 – situação com apenas a barragem B_1 (hipotético); c) caso 3 – situação com ambas as barragens B_1 e B_2 (real)

4.2 – Descrição do Modelo Unidimensional

O modelo numérico utilizado, baseado de forma aproximada nas características geométricas principais do aluvião, tais como comprimento, largura média e inclinação da base cristalina, como já mencionadas anteriormente, associa o seu trecho

de estudo a uma longa e rasa caixa de areia de largura estreita e uniforme, tendo sua área maior formada por extensões longitudinal e transversal de 4500 m e 75 m, respectivamente, enquanto seu embasamento, considerado impermeável, possui ângulo de inclinação ϕ constante. Tal valor, definido adiante (seção 4.3) foi estabelecido como resultado de sondagens geoeletricas e perfurações de poços e piezômetros realizadas em trabalhos anteriores já referidos (seção 2.3). Seu conteúdo é formado de material homogêneo, parâmetros hidráulicos K e S_y únicos, e de espessura inferior a 10 m. Nesta representação não é feita, portanto, distinção entre o leito e os terraços laterais do aluvião, mantendo-se, entretanto, as dimensões e localizações das barragens submersas como na situação real da área de estudo. Os valores dos parâmetros hidráulicos estão definidos adiante (seção 4.4).

A escolha dos limites montante (poço amazonas PA_m) e jusante (barragem B_1) do modelo foi feita levando-se em conta a situação real do aluvião em estudo, a presença da outra barragem submersa (B_2 situada a 1500 m a montante da B_1) e, de poços de observação e poços amazonas já existentes na área de estudo. A apresentação e localização dos mesmos, no modelo, são tratadas na seção seguinte.

Com base nas definições gerais deste modelo, é possível escrever suas equações governantes para o fluxo unidimensional como sendo:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left((h-b) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) = 0 \quad (\text{situação estacionária}) \quad (4.2.1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left((h-b) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{S_y}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{situação não-estacionária}) \quad (4.2.2)$$

As equações acima são para o aquífero livre, unidimensional, homogêneo e embasamento inclinado em regimes estacionário e não-estacionário, respectivamente (POLUBARINOVA-KOCHINA, 1952), desconsiderado-se qualquer infiltração e extração, onde $h(x, t)$ é a carga hidráulica, $b(x) = \text{tg } \phi \cdot x$ é a cota superior do embasamento cristalino ao longo do aluvião, medida em relação a um mesmo nível de referência que $h(x, t)$ (Figura 4.2), onde ϕ é o ângulo de inclinação do embasamento e,

K e S_y são os parâmetros hidráulicos do aluvião, respectivamente sua permeabilidade hidráulica e sua porosidade efetiva.

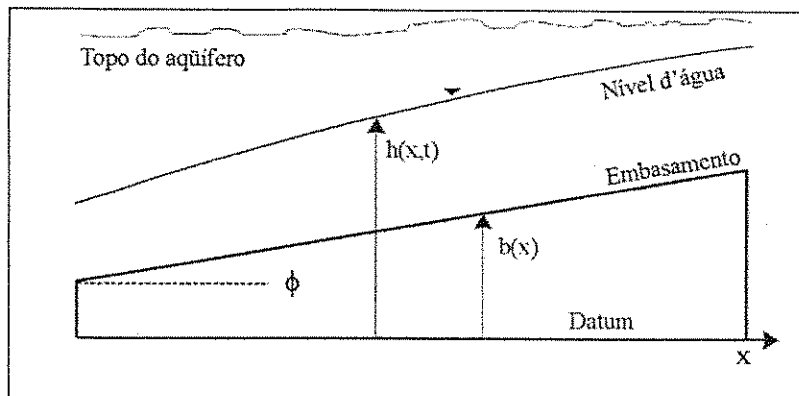


Figura 4.2 – Ilustração das variáveis e parâmetro referentes à Equação (4.2.2)

A simplificação do presente modelo tem como um dos objetivos avaliar os efeitos hidráulicos das barragens submersas localizadas na área de estudo. Assim, foi empregado o método de diferenças finitas com a utilização do programa computacional PMWIN (Processing Modflow for Windows), bem como, a utilização de programa auxiliar utilizando o métodos de Diferenças Finitas (seção 2.5.2.2) para tornar mais ágil a realização de diversas simulações, principalmente para gerar valores iniciais de carga em regime estacionário.

Foi gerada uma malha de espaçamento celular não uniforme, com Δx variando de 1 m a 100 m, para simular adequadamente os locais de maior interesse, bem como, permitir representar as barragens por células de espaçamento da mesma ordem de grandeza das espessuras reais das barragens (Figura 4.3). Distribuída em três linhas de 91 células, de 25 m de largura a discretização da malha leva em conta o limite de 1,5 para a relação entre comprimentos Δx de células vizinhas, ao representar a totalidade da área estudada. As três linhas citadas são uma referência à formação leito-terraços, mas, na prática, sua importância em relação à possibilidade da malha com apenas uma linha, é a de manter e avaliar melhor a estabilidade do programa em algumas simulações.

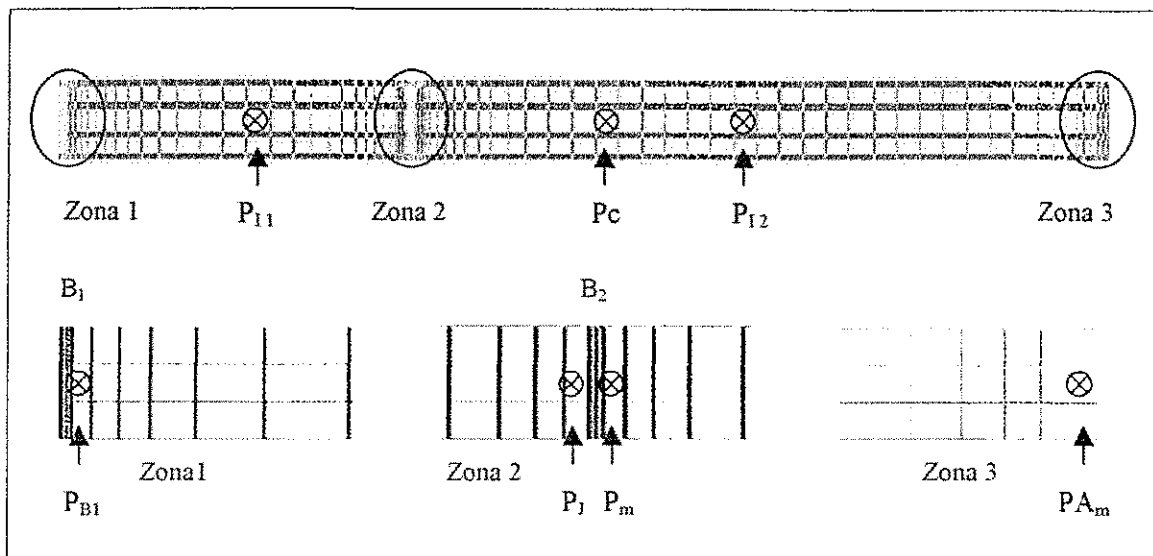
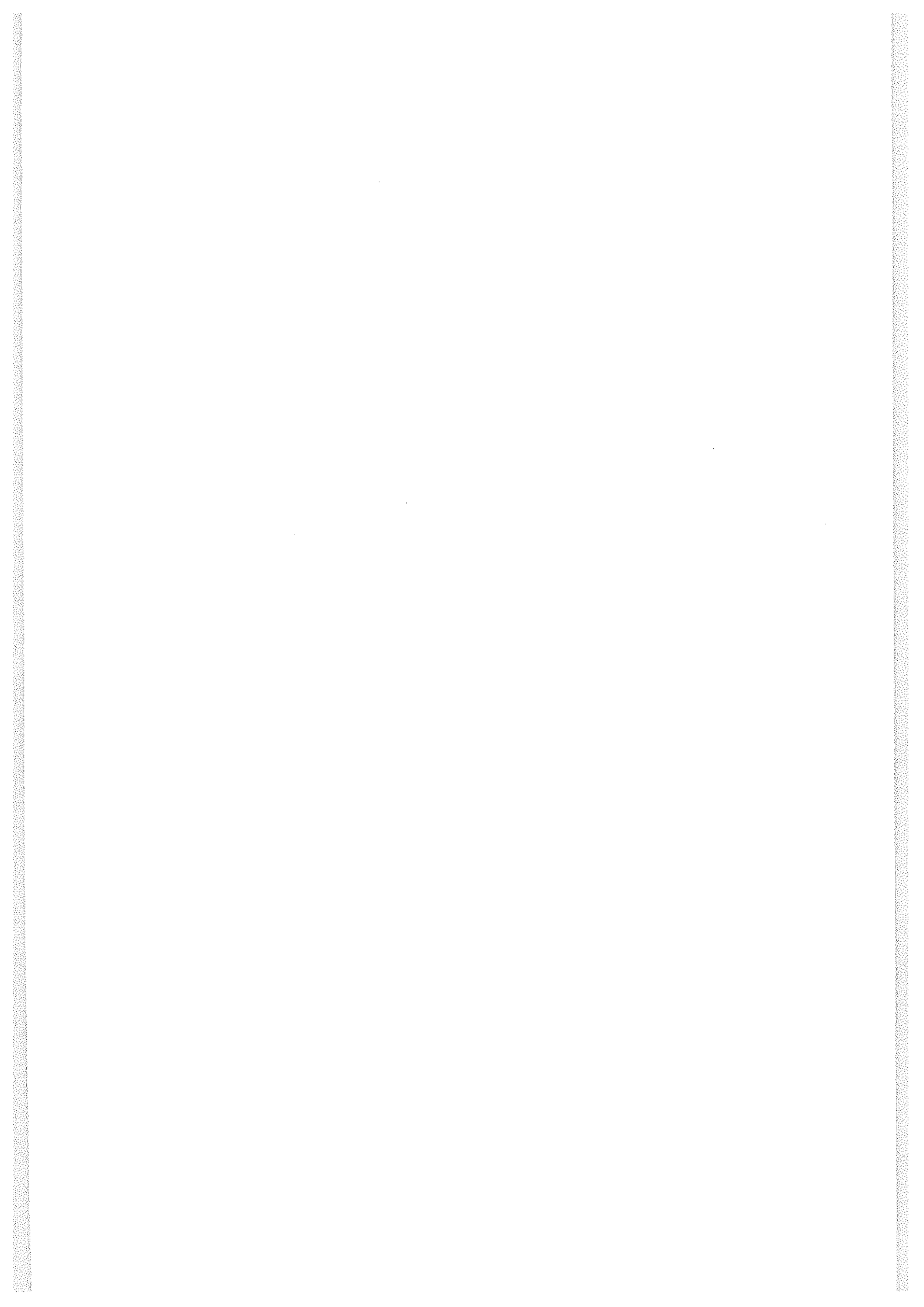


Figura 4.3 – Malha com ampliação das zonas onde se encontram as barragens, limite montante e posição de poços de observação virtuais

Na malha utilizada são distribuídos sete poços de observação virtuais, em pontos onde são monitorados os correspondentes níveis freáticos de simulação. A localização dos mesmos levou em conta a necessidade de se conhecer o comportamento do nível freático ao longo da malha, principalmente em locais importantes do modelo, como nas células sob condições de contorno ou utilizada como referência para a calibração do modelo, como é visto a seguir. Os referidos poços e suas correspondentes localizações são: P_{B1} , na célula vizinha e montante da barragem B_1 ; P_J e P_m , nas células vizinhas a jusante e a montante da B_2 , respectivamente; P_C , na célula que será utilizada como referência para calibração do modelo a seguir; P_{A_m} , na última célula representado a posição do último poço amazonas do trecho estudado; P_{I1} e P_{I2} nas células intermediárias a B_1 e B_2 e, a B_2 e P_{A_m} , respectivamente.

4.3 – Condições de Contorno e Valores Iniciais

As condições de contorno jusante e montante que delimitam o trecho do aluvião estudado foram definidas respectivamente como sendo a barragem de



assoreamento B_1 e o poço amazonas PA_m situado a 4500 m desta, numa área sem mais poços de captação a sua montante que pudessem interferir no nível d'água em PA_m .

Os níveis d'água em B_1 e PA_m utilizadas nas simulações estacionárias foram obtidas das medições do nível freático em 16/08/96, 76,33 m e 95,07 m, respectivamente (SILVA, 1998), (Figura 4.4). Perfurações de poços de observação, sondagens geoeletricas executadas e a determinação das profundidades dos poços amazonas já existentes (SCHUSTER et al., 1990; OLIVEIRA, 1992; SILVA, 1998), apontam para uma inclinação do embasamento de aproximadamente $\tan \phi = (91,01 \text{ m} - 74,00 \text{ m}) / 4500 \text{ m} = 0,0038$, a qual foi considerada como única inclinação do embasamento.

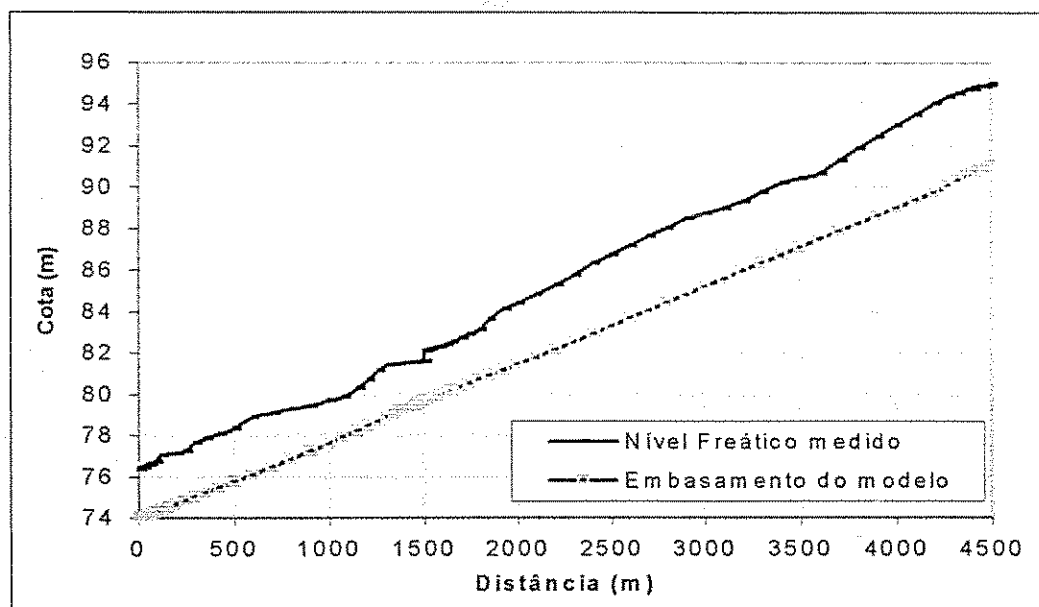


Figura 4.4 – Cotas do embasamento cristalino no modelo $b(m)$, e as cotas de nível freático $h(m)$ em agosto de 1996 (SILVA, 1998)

Para dar início às simulações, em primeiro lugar, devia ser conhecido o tempo mínimo de simulação para todas as três situações simuladas (casos 1, 2 e 3, mencionados anteriormente). Na ausência de informações reais a partir de observação de campo, foi admitido como tempo de simulação, para todas as situações consideradas,

um tempo maior que o tempo de vazamento completo do aquífero aluvial sem barragens (caso 1).

Sabe-se que a solução da equação de fluxo precisa de, pelo menos, uma condição de contorno do tipo carga específica fixa para garantir a convergência da solução numérica, onde a mesma não estava definida, portanto, uma condição de contorno deste tipo teve que ser definida para a situação do aluvião sem barragens. Existem várias abordagens para tratar este problema sugeridas por POLUBARINOVA-KOCHINA (1952); PAVLOVSKY apud HAAR (1962:47); BEAR et al (1968) e MARIÑO (1988). A maneira aqui utilizada foi a de definir uma condição de carga específica além do trecho de estudo, onde o nível d'água se aproximasse do valor $h(x) = 0$. O método utilizado para tal, foi o de Mariño que apresenta a Equação (4.3.1) como a equação de fluxo em regime estacionário em meio poroso com embasamento inclinado:

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} - \frac{\tan \phi}{\tilde{b}} \frac{\partial h^2}{\partial x} = 0 \quad (4.3.1)$$

onde, os valores de $h = h(x) - b(x)$ são as espessuras do aquífero saturado, \tilde{b} sua espessura média constante e, ϕ o ângulo de inclinação do embasamento. Esta equação tem como solução a Equação (4.3.2)

$$h^2(x) = h_1^2 + (h_2^2 - h_1^2) \cdot \exp\left[-\frac{\tan \phi \cdot (L - x)}{2\tilde{b}}\right] \frac{\sinh(\tan \phi \cdot x / 2\tilde{b})}{\sinh(\tan \phi \cdot L / 2\tilde{b})} \quad (4.3.2)$$

para as condições: $h(x=L) = h_2$; $h(x=0) = h_1$ e $\tilde{b} = (h_1 + h_2)/2$, sendo L a distância que separa as espessuras constantes h_1 e h_2 de seus extremos, como mostra a Figura 4.5.

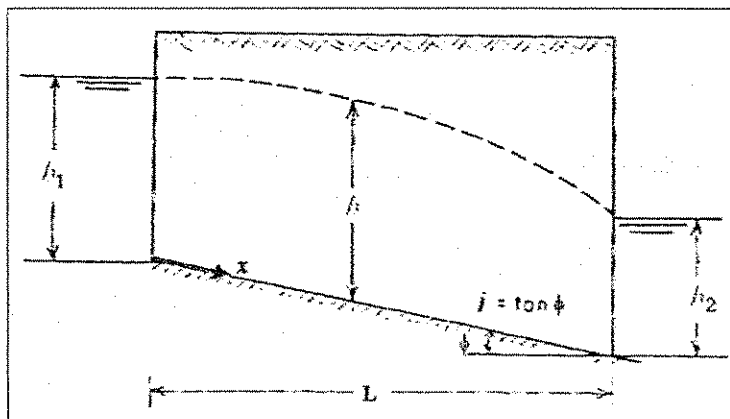


Figura 4.5 – Esboço referente à Equação (4.3.2) (adaptado de MARIÑO & LUTHIN, 1962)

Substituindo-se na Equação (4.3.2) L pela distância entre B_1 e o poço PA_m , h_1 e h_2 pelos correspondentes valores de contorno obtidos em PA_m e B_1 , ϕ pelo valor 0,0038 e, extrapolando-se o valor de h para $x > 4500$ até obter para $h(x = 4833) \cong 0$, obtém-se um acréscimo no comprimento do trecho estudado de $\Delta x = 333$ m

A extrapolação dos valores de h para além de $x = 4500$ implicou em ampliar a malha mantendo-se a mesma inclinação do embasamento, definindo as cotas de base $b(x)$, e das correspondentes cargas hidráulicas $h(x)$ até $x = 4833$ m, determinando, assim, a localização da carga específica jusante para o caso 1 (Figura 4.1-a).

A Figura 4.6 e a Tabela A1 (em anexo) mostram o resumo dos valores obtidos por este método.

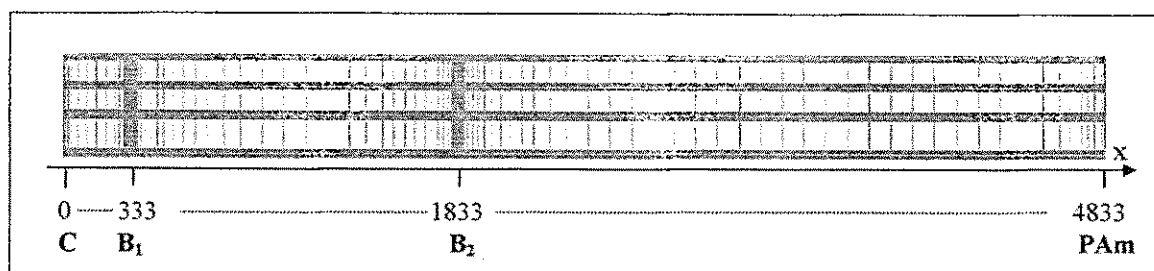


Figura 4.6 – Malha extrapolada pelo método analítico de Mariño definindo o local do contorno jusante C para simular a situação sem barragens (caso 1) e, as posições correspondentes $x(m)$, das barragens e do limite montante B1, B2 e PAm, respectivamente.

O caso 2 não apresentou necessidade de definição especial de condições de contorno. A presença da barragem B₁ foi a condição natural de carga específica fixa na saída do trecho simulado (Figura 4.1-b).

No caso 3, foi colocada uma condição de carga específica fixa temporária adicional na célula da barragem B₂. O seu valor foi a de uma cota pouco acima da crista desta barragem. Tal condição de contorno foi mantida durante um período determinado pelo processo de calibração do modelo que é descrito na seção seguinte.

Neste modelo optou-se por utilizar uma mesma condição inicial de distribuição de carga entre B₁ e PAm para as três situações simuladas. A solução inicial estacionária do caso 3 serviu como valores iniciais de carga hidráulica dos casos restantes (casos 1 e 2), para garantir o volume inicial comum aos três casos.

Para o caso 1, apesar da boa coincidência entre os valores de cargas iniciais (trecho B₁ – PAm, regime estacionário) obtidos numericamente com o PMWIN e pelo método analítico de MARIÑO (Tabela A1 em anexo), manteve-se os valores de cargas iniciais determinados numericamente correspondente ao referido trecho, complementando o trecho restante ($\Delta x = 333$ m) com os valores de carga determinados pelo método analítico.

4.4 – Calibração do Modelo

Foi tomando o caso 3 para simulação em regime não-estacionário e, utilizadas as condições de contorno e valores iniciais comuns aos demais casos, referentes ao trecho $B_1 - PA_m$.

Durante o processo de rebaixamento do nível freático, a evolução da carga com o tempo foi determinada em dois poços de observação virtuais P_m e P_c , (Figura 4.3), onde, P_m encontra-se na célula vizinha montante da barragem B_2 e, P_c , como poço de calibração na célula com cota de base igual à cota de topo da barragem B_2 , situada a 1000 m desta.

Mais uma condição de contorno de carga específica fixa temporária foi imposta, agora, na célula vizinha montante da barragem B_2 , poço P_m . Para tal, foi utilizado o pacote “GHB” (General-Head Boundery) disponível no programa PMWIN cujas características foram descritas na seção (2.5.2.2). A necessidade de tal condição, decorre de observações de campo (seção 3.3) onde, após o fim do escoamento superficial sobre o aluvião, o nível da água se estabiliza rapidamente próximo ao nível do topo da barragem B_2 , bem como, da hipótese de que a partir do barramento total, o nível do topo da B_2 coincide com o nível do embasamento em P_c , definido como o poço de calibração.

O encontro das curvas h vs. t para os poços P_m e P_c foi então fixado para acontecer em 12,5 meses (Figura 4.6), a partir de informações colhidas em campo (seção 3.3), ajustando para isso os parâmetros hidráulicos.

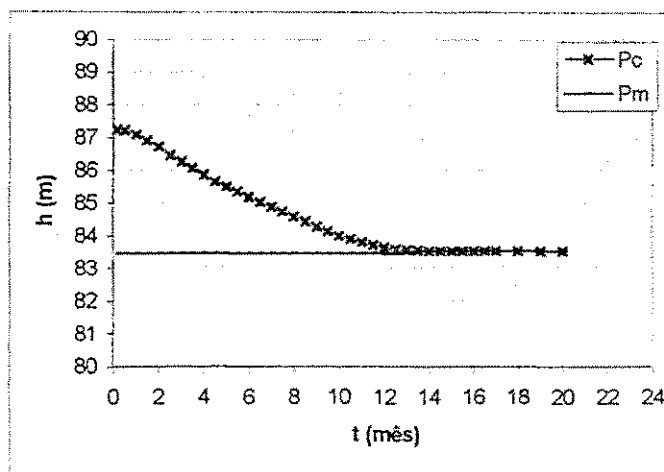


Figura 4.6 - Curvas $h \times t$ para P_m e P_c obtidas durante o processo de calibração

Foi tomado o valor $S_y = 0,1$, por já ter sido o valor de porosidade efetiva utilizado para a área de estudo em trabalho anterior (MONTEIRO, 1997), e ajustado pelo método de tentativa e erro o valor de permeabilidade K , até que as referidas curvas se encontrassem no período de tempo preestabelecido, obtendo-se deste processo, o valor $K = 0,005$ m/s (Tabela 4.1). A partir daí, o gradiente hidráulico entre os referidos poços encontra-se mínimo e a condição de contorno em P_m foi retirada.

A Figura 4.7 e a Tabela 4.1 mostram, respectivamente, o esboço da calibração e os valores relacionados a este processo no trecho entre P_m e P_c onde, se verifica uma pequena diferença entre o resultado teórico esperado, gradiente nulo, e o resultado obtido, gradiente igual a 0,009%, devido a limitações inerentes ao processo numérico.

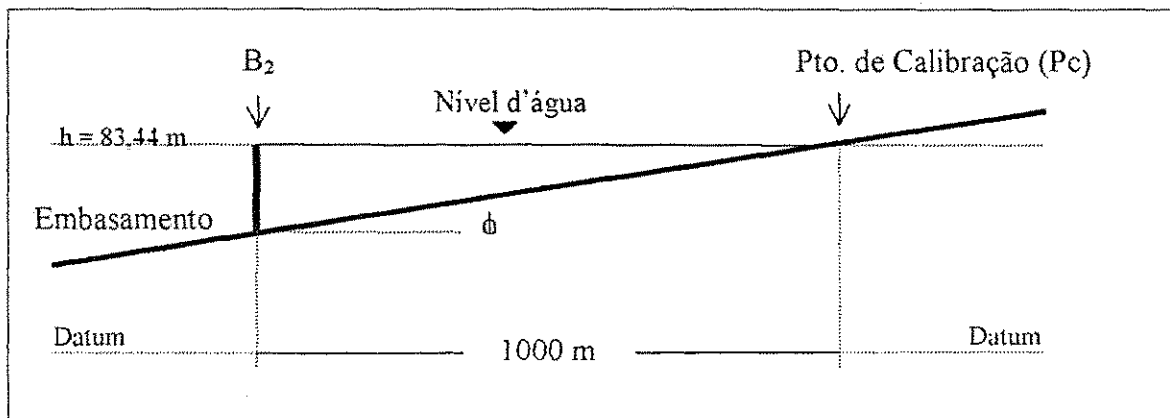


Figura 4.7 – Esboço ilustrando a situação ideal na calibração do modelo

Tabela 4.1 – Parâmetros utilizados ou obtidos no processo de calibração

Carga em B ₂ (h _{B2}), (m)	83,44
Carga em Pc (h _{Pc}), (m)	83,53
Gradiente ($\Delta h/\Delta x$) trecho B ₂ – Pc (%)	0,009
K (m/s) e S _y respectivamente	0,005 e 0,1
Tempo de simulação (mês)	12,5

5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para o caso 1 – situação de ausência de barragens submersas no trecho estudado – o tempo de simulação até o vazamento total foi de 16,3 meses (Figura 5.1a). Como foi admitido como o tempo de simulação, para todas os casos considerados, um tempo maior que o tempo de vazamento completo do aquífero aluvial sem barragens, adotou-se, com folga, o período de 24 meses como o tempo comum de simulação para os demais casos considerados.

A Figura 5.1a mostra, como resultado, o rebaixamento do nível freático ao longo do trecho estudado do aluvião nos sete pontos de observação, dispostos na malha utilizada (Figura 4.3), mostrando o comportamento dos respectivos rebaixamentos. Na Figura 5.1a, as curvas referentes aos poços P_m e P_j aparecem superpostas por estarem separados por uma pequena distância e não conter entre eles a barragem B_2 , o mesmo ocorrendo para o caso 2.

Ainda para o caso 1, verifica-se que a taxa de decaimento do nível freático é maior em pontos mais a montante do trecho, diminuindo continuamente no sentido de PA_m a P_{B1} . Por fim, observa-se que em comparação ao tempo de 16,3 meses, necessário para secar o local em que estaria a barragem B_1 , o local em que estaria posicionada a barragem B_2 encontra-se seco já a partir de 12,5 meses

Para o caso 2 – situação com presença apenas da barragem B_1 – foram determinados os decaimentos do nível freático, nos mesmos pontos de observação da situação anterior (Figura 5.1b). Nela, observa-se que para pontos mais a montante do trecho estudado e, distantes da barragem B_1 , o comportamento do decaimento do nível freático é semelhante à situação anterior, mudando para uma evolução menos inclinada a medida que os mesmos aproximam-se da barragem B_1 , caracterizada no modelo pela carga constante $h = 76,3$ m.

Como resultado da simulação não-estacionária do caso 2, verifica-se ainda, que os decaimentos do nível freático em pontos que possuem localização mais próxima à barragem B_1 tendem a se estabilizar num valor próximo à cota da mesma.

Não foram verificadas mudanças significativas no decaimento do nível freático, em relação ao caso 1, para pontos distantes da barragem B_1 , enquanto para

pontos próximos, (e.g. P_{11}) vê-se claramente o efeito da barragem B_1 , uma vez que, na curva $h \times t$, a velocidade de decaimento da carga diminui significativamente ao seu final. Isto estabelece, conseqüentemente, uma prorrogação do tempo necessário, para secar as células correspondentes aos locais próximos à barragem B_1 . Este comportamento coincide com os efeitos gerais produzidos por barragens submersas já mencionados por diversos autores (seção 2.3).

Uma discreta diminuição na velocidade de rebaixamento da carga, do caso 2 em relação ao caso 1, pode ainda ser verificada para a maioria dos pontos observados, mesmo para os mais próximos à PA_m , quando comparados os valores de carga e tempo de decaimento correspondentes aos casos 1 e 2 nas Tabelas A2 e A3 (Anexo I).

Para o caso 3 – situação com presença das duas barragens submersas – as curvas de decaimento do nível freático em pontos a montante da barragem B_2 , mostram uma diminuição na velocidade de decaimento, a medida que os mesmos encontram-se mais próximos desta barragem, a exemplo dos poços PA_m , P_{12} e P_C (Figura 5.1c). Os locais compreendidos entre as proximidades da barragem B_2 e a vizinhança do poço P_C , entretanto, apresentaram uma diminuição na velocidade de decaimento, maior que nos casos anteriores, com o passar do tempo.

Com a presença, da barragem B_2 , e a condição de carga constante em sua célula vizinha montante, P_m com carga $h = 83,4$ m durante o período de 12,5 meses, as curvas de decaimento do nível freático nos poços P_m e P_J tornam-se visíveis. Separados por esta barragem, os níveis nos referidos poços apresentaram um desnível inicial onde, o poço P_J mostra uma queda de 1,08 m em relação ao poço P_m , tornando-se seco em 2,5 meses, muito antes do “fechamento” da barragem B_2 , quando as curvas P_m e P_C se encontram (12,5 meses). Neste instante, estabelecendo para o trecho a montante da barragem B_2 o estado estacionário de fluxo zero e, mantendo constante o nível freático entre P_m e P_C , enquanto, a montante de P_C , o aluvião encontra-se seco.

O comportamento do nível freático nas vizinhanças da barragem B_2 , direção montante e jusante, para os primeiros instantes da simulação, na Figura 5.1c, mostram um comportamento semelhante ao observado em campo após o fim do escoamento superficial, em abril de 2000, quando foram verificados os níveis d'água

correspondentes (seção 3.3), bem como, determinado no trabalho de SILVA, 1998 (Figura 3.9).

As maiores diferenças no rebaixamento dos níveis freáticos, em relação aos casos 1 e 2, foram determinadas no trecho entre as barragens B_1 e B_2 , onde os decaimentos foram mais rápidos. Vale ressaltar as curvas P_J e P_m , as quais foram coincidentes nos dois casos anteriores, caracterizando uma descontinuidade entre o comportamento geral do decaimento do nível freático a jusante e a montante da barragem B_2 .

As Figuras 5.1a a 5.1c e suas correspondentes tabelas em anexo, Tabelas A2 a A4, (Anexo I), mostram que para os sete poços virtuais de observação é verificado, ainda que de forma discreta, um rebaixamento da carga hidráulica, em geral, maior para a situação sem barragem (caso 1), seguido da situação com uma barragem (caso 2) e, menor para a situação de duas barragens (caso 3), em todos os instantes de simulação.

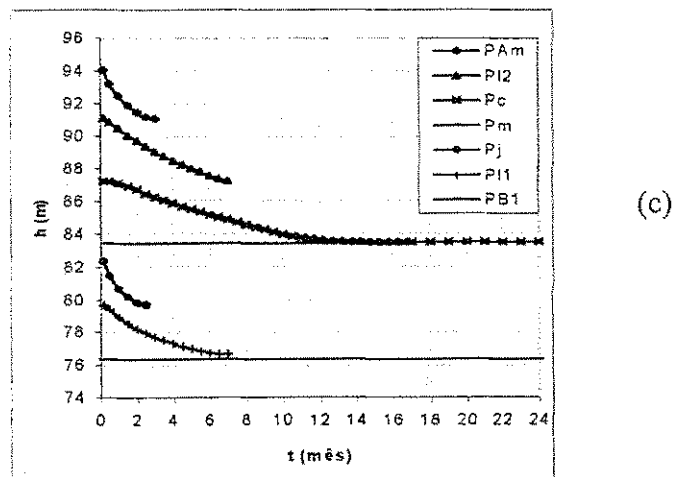
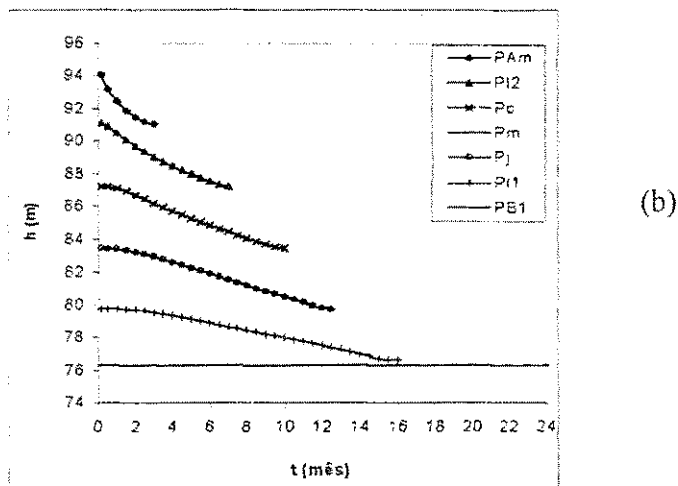
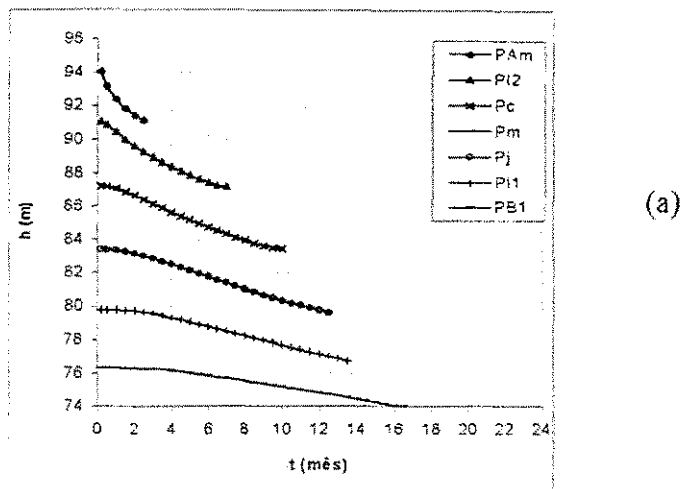


Figura 5.1 – Evolução da carga hidráulica com o tempo em diversos poços para os três casos: a) sem barragens; b) apenas com B_1 ; c) com $B_1 + B_2$

O objetivo principal do estudo foi a avaliação qualitativa e quantitativa da capacidade de armazenamento de água subterrânea para o aluvião, sem e com barragens submersas, visando dar subsídios a estudos para instalações de barragens submersas em áreas com características semelhantes a estudada neste trabalho.

Como resultado final das simulações, foram então determinadas as vazões por unidade de largura (Q [$m^3/s/m$]) vs. tempo, na saída da barragem B_1 para cada uma das três situações simuladas, dadas pela Equação (5.1)

$$Q(x_1, t) = S_y \int_{x_1=0}^{x_2=L} \frac{dh(x, t)}{dt} \cdot dx \cong S_y \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{\Delta t} \cdot \Delta x_i \quad (5.1)$$

onde, x_1 é o local da barragem B_1 e n é o número das células da malha utilizada no modelo.

A Figura. 5.2 reúne os resultados obtidos deste procedimento através do pacote “Water Budget” do programa PMWIN. Nela, verifica-se que as curvas representativas das situações “com B_1 ” (caso 2) e “sem barragens” (caso 1) são paralelas entre si. Nota-se ainda na situação “sem barragens” (caso 1), que para todo instante, os valores de Q são sempre maiores que para a situação “com B_1 ” (caso 2). Uma diferença significativa é observada para a situação “com B_1 e B_2 ” (caso 3). Os primeiros valores de vazão são maiores do que nos dois outros casos calculados devido ao vazamento acelerado no trecho $B_1 - B_2$ com a secagem rápida das células montante deste trecho, como vê-se claramente no rebaixamento do nível freático no poço P_j (Figura 5.1c). Depois o processo desacelera-se, e a vazão atinge taxas bastante menores em comparação aos casos anteriores, obtendo-se uma vazão total menor, em comparação aos dois casos anteriores como visto a seguir.

A partir do conjunto de valores de Q vs. tempo para cada uma das situações abordadas, foram calculados, por integração numérica, os volumes drenados por unidade de largura no período de 24 meses (Tabela 5.1).

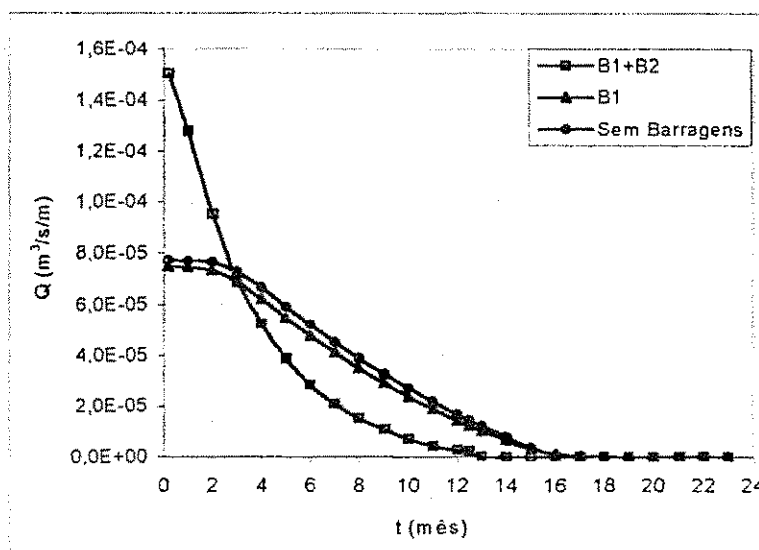


Figura 5.2 – Curvas vazão vs. tempo para as três situações simuladas

Tabela 5.1 – Volumes drenados, armazenados e desvios após um período de 24 meses para as três situações simuladas

Volumes de água (m³/largura)	sem barragens	com B ₁	com B ₁ + B ₂
Vol. Inicial	1625,90	1625,90	1625,90
Vol. Drenados	1625,77	1560,45	1377,87
Vol. Armazenados	0,05	65,40	248,00
Balanco final (ΔV)	0,08	0,05	0,03
Desvio (%)	0,005	0,003	0,002

Os volumes iniciais e armazenados, em todos os três casos, foram calculados, também por integração numérica, a partir dos níveis de carga hidráulica iniciais e finais, levando-se em conta a inclinação do embasamento (ϕ), as cotas das barragens submersas e a porosidade efetiva S_y .

Nota-se da Tabela 5.1 que as reservas disponíveis de água retida a montante das barragens submersas na situação “com B₁ e B₂” (caso 3) são significativas.

O balanço final (ΔV), para cada caso, corresponde à diferença entre o volume drenado calculado através da correspondente curva Q vs. tempo e, o volume

drenado calculado pela diferença entre os correspondentes volumes inicial e armazenado ($\Delta V = \text{vol. drenado} - (\text{vol. inicial} - \text{vol. armazenado})$).

Considerando-se que o volume inicial de água disponível no trecho estudado ($B_1 - PA_m$), comum às três situações simuladas, é de aproximadamente $V = 1626 \text{ m}^3/\text{m}$, observa-se que as somas dos volumes drenados e armazenados para cada situação apresentam uma pequena variação (ΔV) em relação ao valor inicial, com um desvio máximo de 0,005% para a situação “sem barragens” e mínimo, 0,002%, para a situação “com $B_1 + B_2$ ”. Esses desvios são uma consequência das aproximações do modelo, principalmente para o caso I (situação “sem barragens”), onde a determinação da condição de contorno jusante no modelo levou à formação de um perfil freático inicial formado pela conjugação de método numérico e analítico; a interferência da condição de contorno extra no modelo referente à barragem B_2 e, por fim, às limitações naturais da técnica numérica utilizada.

Como uma autocrítica às simulações dos três casos estudados, vale ressaltar o fato de se ter considerado, neste modelo, uma distribuição inicial do nível freático comum aos três casos, o que em princípio, não é verificado de forma exata, como discutido no trabalho de MONTEIRO et al, 1989.

Apesar deste trabalho não tratar da qualidade da água e nem mesmo do efeito das barragens submersas sobre o aumento da salinização da água no aluvião, vê-se claramente pelos trabalhos referidos nas seções 2.1.3 e 2.2.3 que não é recomendável a instalação de barragens submersas onde já existe elevado teor de sais nas águas de superfície.

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A análise dos valores de reserva hídrica obtidos da simulação não-estacionária do aluvião para os três casos estudados: sem barragem, com uma barragem e com duas barragens, respectivamente os casos 1, 2 e 3, mostra o efeito positivo das barragens submersas quando implantadas adequadamente. Tal conclusão pôde ser observada durante a situação crítica de seca do período 1998 – 1999 onde, moradores e agricultores localizados próximos às barragens submersas existentes no trecho aluvial (Sta. Luzia – PB), ainda dispunham de água para dessedentação humana, de animais e realização de atividades agrícolas.

A utilização do modelo adotado simplifica a geometria do aluvião e fornece resultados a partir de um número reduzido de informações sobre o trecho aluvial estudado, considerando entretanto, seus aspectos mais importantes, como a inclinação do embasamento e o efeito hidráulico das barragens submersas sobre o fluxo subterrâneo. Tais características, oferece claramente vantagens quando da ausência de bons dados distribuídos ao longo do aluvião, como seus parâmetros hidráulicos e geometria.

Os resultados obtidos de reserva hídrica, considerando-se a presença das duas barragens em comparação às outras duas situações (casos 1 e 2), justificam a construção de barragens sucessivas ao longo de riachos em áreas com características semelhantes à estudada. Essa conclusão é ainda reforçada quando se leva em conta as vantagens naturais dos reservatórios subterrâneos produzidos por tais barragens (seção 2.2.1).

Como uma recomendação a trabalhos futuros vale ressaltar:

- a) A necessidade em se conhecer melhor a geometria (superficial e do embasamento) do trecho aluvial estudado, através da combinação de diferentes métodos, visando uma melhor avaliação da reserva hídrica do trecho aluvial, determinando assim, seus valores totais e não apenas por unidade de largura média do aluvião.
- b) Combinar a ação de reservatório superficial (açude) com o aluvião com barragens submersas, definindo assim, o primeiro como uma fonte de recarga. Tal simulação mostraria o comportamento deste sistema durante todos os intervalos de tempo,

servindo como informação para o gerenciamento deste tipo de sistema, diversas vezes encontrado, como citado em UEHARA et al, 1981.

- c) A utilização de um modelo bidimensional de seção transversal ou de perfil, como uma forma de avaliar o efeito do fluxo vertical próximo aos locais das barragens submersas. Tal modelo apresenta-se melhor definidos quando da utilização do método de Elementos Finitos, por permitir determinar a evolução do nível freático com o tempo a partir da correspondente evolução dos nós da malha, ajustando o formato de suas células como discutido em ANDERSON & WOESSNER, 1992.

7 – BIBLIOGRAFIA

- ALBUQUERQUE, J. P. T. (1986). *O Sistema Aquífero Aluvial no Semi-Árido do Estado da Paraíba*. IV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. Brasília – DF: Anais do IV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. p. 273-274.
- ANDERSON, M. P., WOESSNER, W. W. (1992). *Applied Groundwater Modeling – Simulation of Flow and Advective Transport*. San Diego, USA: Academic Press, Inc. 381 p.
- ANDRITZKY, G.; BUSCH, K. (1975). *Mapa Geológico da Região de Santa Luzia – PB*. 1:1000.000. Recife – PE: SUDENE – DRN. Divisão de Geologia
- BEAR, J. (1979). *Hydraulics of Groundwater*, New York: McGraw-Hill. p. 19-141.
- BEAR, J. ; ZASLAVSKY, D.; IRMAY, S. (1968). *Physical principles of water percolation and seepage*. Arid Zone Research, UNESCO. p. 465-477.
- BISCHOFF, J. H.; VITORINO, S. F.; SCHUSTER, H. D. M.; PLAUMANN, G. (1988). *Electromagnetic Prospecting for Groundwater in the Semi-arid Region of Paraíba*. Belém – PA: Anais do XXXV Congresso Brasileiro de Geologia. v. 4, p. 1539-1550.
- CHIANG, W.-H. ; KINZELBACH, W. (1996). *Processing Modflow – A simulation system for modeling groundwater flow and pollution*. Washington – DC : User's Manual, Scientific Software Group. 200 p.
- CIRILO, J. A.; COSTA, W. D.; PONTES, M.; MAIA, A. Z. (1998). *Barragem Subterrânea: Um Programa Pioneiro em Pernambuco*. Campina Grande – PB: IV Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste. CD - ROM.

- CIRILO, J. A.; CABRAL, J. P. (1987) *Modelos de Água Subterrânea*. In: Métodos Numéricos em Recursos Hídricos. Eds. Luis Carlos Wrobel et al. Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH. v 1. p. 302-350
- COSTA, W. D. (1984). *Aqüíferos aluviais como suporte agropecuário no nordeste*. Fortaleza-CE: Anais do III Congresso Brasileiro. de Águas Subterrâneas. v.1. p. 431-440.
- COSTA, W. D. (1986). *O Aqüífero Aluvial e sua Exploração Racional*. IV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. Brasília – DF: Anais do IV Congresso. Brasileiro de Águas Subterrâneas. p. 277-278.
- COSTA, W. D. (1987). *Pesquisa Hidrogeológica Visando a Implantação de Barragens Subterrâneas em Aluviões*. Recife – PE: I Simpósio de Hidrogeologia do Nordeste. p. 13-23.
- CUSTÓDIO, E., LLAMAS, M.R. (1976). *Hidrologia Subterrânea*. 1^a ed. Barcelona: Ediciones Omega. p. 1107-1119
- HANSON, G.; NILSSON, Å. (1986). *Ground-Water Dams for Rural-Water Supplies in Developing Countries*. Ground Water. v. 24. n. 4, p. 497-506.
- HARR, M. E. (1962) . *Groundwater and Seepage*. New York: McGraw-Hill, p. 47-50.
- HIRSCH, C. (1985). *Numerical Computation of Internal and External Flows – Fundamentals of Numerical Discretization*, v. 1, New York; McGraw-Hill. 509 p.
- KINZELBACH, W. (1986). *Groundwater Modelling. An Introduction with Simple Programs in Basic – Developments in Water Science*, v. 25, Amsterdam – Holland, 333 p.

- LEAL, A. S. (1999). *As Águas Subterrâneas no Brasil*. In: O Estado das Águas no Brasil - 1999. Brasília – DF: ANEEL. p. 139-164.
- McDONALD, M. G.; HARBAUGH, A. W. (1988). *A modular three-dimensional finite difference ground-water flow model*. U. S. Geological Survey, Open File Report 83-875, Chapter A1.
- MELO, J. G. ; LOPES, V. L. (1987). *Comportamento Hidráulico dos Aluviões do Curso Inferior do Rio Encanto – RN*. Recife – PE: I. Simpósio de Hidrogeologia do Nordeste. p. 25-36.
- MONTEIRO, L. C. C.; BIANCHI, L.; FEIRREIRA FILHO, W. M. (1989). *Armazenamento de Água em Barragens Subterrâneas*. Recife – PE: VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. p. 228-237.
- MONTEIRO, N. B. (1997). *Modelamento Bidimensional do Fluxo do Aquífero Aluvial para Uso de Pequenos Agricultores no Semi-Árido de Santa Luzia – PB*. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPB, Campus II, Campina Grande – PB. 78 p.
- MARIÑO, M. A.; LUTHIN, J. N. (1982). *Seepage and Groundwater*. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company. p. 183-184.
- OLIVEIRA, P. R. S. (1992). *Estudo hidrogeológico de um aquífero aluvial com barragens submersas na região de Santa Luzia, Paraíba*. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPB, Campus II, Campina Grande – PB. 115 p.
- PONÇANO, W. L. (1981). *Barragens Subterrâneas no Ceará e Rio Grande do Norte: Uma Alternativa Tecnológica para Abastecimento d'Água no Semi-Árido*. Itapema - SC: III Congresso Brasileiro de Geologia . Anais. v.1. p. 301-321.

- REBOUÇAS, A. C.; GASPARY, J. (1971). *As Águas Subterrâneas do Nordeste: Estimativas Preliminares*. Recife – PE: 2ª ed. SUDENE. Série Hidrogeológica, n. 6.
- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. Y. (1952). *Theory of the Motion of Ground Water*. Princeton, New Jersey: Princeton University Press. p. 211-227.
- SCHEIDEGGER, A. E. (1961). *Theoretical Geomorphology*. Springer-Verlag. Berlin, Göttingen, Heidelberg. p. 2-4
- SCHUSTER, H. D. M.; OLIVEIRA, P. R. S.; KOCH, U. (1990). *Estudo Hidrogeológico de um Aquífero Aluvial com Barragens Submersas na Região de Santa Luzia- Paraíba*. Porto Alegre – RS: Anais do VI Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. p. 30-37.
- SCHUSTER, H. D. M.; SRINIVASAN, V. S.; MONTEIRO, N. B.; SILVA, F.F. (1998). *Modelling and Simulation in an Alluvial Aquifer in a Semi-Arid Region of Brazil. Hydraulic Engineering Software VII*. Southampton – UK: Ed. W. Blain. WITPress Computational Mechanics Publications. p. 479-488.
- SCHUSTER, H. D. M.; SILVA, F.F.; MONTEIRO, N. B.; SRINIVASAN, V. S.; RABELO, J. L. (1999). *Modelagem para Simulação do Fluxo de um Aquífero Aluvial com Barragens Subterrâneas*. Belo Horizonte - MG. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. CD ROM.
- SCHUSTER, H. D. M.; VITORINO, F. S.; BISCHOFF, J. H. (1988). *Combined Resistivity and Eletromagnetic Investigations for Groundwater in the Precambrian Area of Semi-Arid Paraíba*. In: Anais do V Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. São Paulo – SP: ABAS. p. 279-280.
- SILVA, F. F. (1998). *Investigação e Modelamento do Fluxo Subterrâneo em Aquífero Aluvial na Região Semi-árida da Paraíba*. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFPB, Campus II, Campina Grande – PB. 99 p.

UEHARA, K. (1981). *Estudos de Sistemas Alternativos para Armazenamento e Captação*. Fortaleza – CE: IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos. Anais. v.3. p. 202-209.

WANG, H. F, ANDERSON, M. P, . (1982). *Intoduction to Groundwater Modeling*, San Francisco; W. H. Freeman and Company. p. 19-112.

VITORINO, S. F. (1991). *Estudos de Água Subterrânea com Métodos Elétricos na Região do Semi-Árido de Patos – PB*. Belém – PA: Centro de Geociências da UFPA. 120 p. (Dissertação, Mestrado em Geofísica).

ANEXOS**ANEXO I – TABELAS**
ANEXO II – PRG. AUXILIAR

ANEXO I - TABELAS

Tabela A1 – Valores de cargas hidráulicas estacionárias obtidos para o “caso 1” pela equação 4.3.2 (h analítico) e pelo PMWIN (h numérico) com os respectivos valores de cota de embasamento (b) e distância (x)

Cel.	$\Delta X(m)$	x(m)	b(m)	h(m) Analitic.	h(m) Numeric.	Cel.	$\Delta X(m)$	x(m)	b(m)	h(m) Analitic.	h(m) Numeric.
1	1	1	72,73	72,85	72,85	58	14	1801	79,55	83,37	83,29
2	1,5	2,5	72,74	72,95	72,95	59	10	1811	79,59	83,41	83,34
3	2,2	4,7	72,74	73,04	73,04	60	7	1818	79,61	83,44	83,37
4	3,3	8	72,75	73,14	73,14	61	5	1823	79,63	83,46	83,39
5	4,9	12,9	72,77	73,27	73,27	62	3,5	1826,5	79,65	83,48	83,41
6	7	19,9	72,79	73,41	73,41	63	2,5	1829	79,65	83,49	83,42
7	9,8	29,7	72,82	73,58	73,58	64	2	1831	79,66	83,50	83,43
8	13,8	43,5	72,87	73,78	73,78	65	1,5	1832,5	79,67	83,50	83,44 Pj
9	20	63,5	72,93	74,03	74,03	66	1	1833,5	79,67	83,51	83,44 B2
10	29	92,5	73,03	74,34	74,34	67	1,5	1835	79,68	83,51	83,45 Pm
11	38	130,5	73,15	74,69	74,69	68	2	1837	79,69	83,52	83,45
12	42	172,5	73,31	75,06	75,06	69	2,5	1839,5	79,69	83,53	83,46
13	50	222,5	73,48	75,44	75,44	70	3,5	1843	79,71	83,54	83,48
14	35	257,5	73,64	75,73	75,73	71	5	1848	79,73	83,56	83,49
15	25	282,5	73,76	75,93	75,93	72	7	1855	79,75	83,59	83,52
16	19	301,5	73,84	76,07	76,07	73	10	1865	79,79	83,63	83,55
17	10	311,5	73,89	76,15	76,15	74	14	1879	79,84	83,69	83,60
18	7	318,5	73,93	76,21	76,21	75	19	1898	79,92	83,77	83,66
19	5	323,5	73,95	76,25	76,25	76	25	1923	80,01	83,87	83,75
20	3,5	327	73,97	76,28	76,28	77	30	1953	80,12	83,99	83,86
21	2,5	329,5	73,99	76,31	76,31	78	35	1988	80,26	84,13	83,99
22	2	331,5	73,99	76,31	76,31	79	40	2028	80,41	84,29	84,14
23	1,5	333	74	76,33	76,33	80	45	2073	80,58	84,47	84,31
24	1	334	74	76,33	76,327 B1	81	55	2128	80,79	84,69	84,51
25	1,5	335,5	74,01	76,34	76,34	82	55	2183	80,99	84,91	84,73
26	2	337,5	74,02	76,36	76,35	83	75	2258	81,28	85,21	84,99
27	2,5	340	74,03	76,37	76,36	84	75	2333	81,56	85,50	85,29
28	3,5	343,5	74,04	76,40	76,38	85	100	2433	81,94	85,89	85,65
29	5	348,5	74,06	76,43	76,41	86	100	2533	82,32	86,29	86,05
30	7	355,5	74,08	76,47	76,44	87	100	2633	82,69	86,67	86,45
31	9,5	365	74,12	76,54	76,50	88	100	2733	83,07	87,06	86,84
32	14	379	74,17	76,63	76,57	89	100	2833	83,45	87,45	87,240 Pc
33	19	398	74,25	76,74	76,67	90	100	2933	83,83	87,84	87,63
34	25	423	74,34	76,90	76,81	91	100	3033	84,21	88,22	88,03
35	30	453	74,45	77,08	76,97	92	100	3133	84,58	88,61	88,42
36	35	488	74,59	77,29	77,16	93	100	3233	84,96	88,99	88,81
37	40	528	74,74	77,52	77,38	94	100	3333	85,34	89,37	89,19
38	45	573	74,91	77,77	77,62	95	100	3433	85,72	89,75	89,58
39	55	628	75,12	78,07	77,89	96	100	3533	86,10	90,14	89,97
40	55	683	75,32	78,36	78,14	97	100	3633	86,47	90,52	90,35
41	75	758	75,61	78,74	78,45	98	100	3733	86,85	90,90	90,74
42	75	833	75,89	79,12	78,84	99	100	3833	87,23	91,28	91,12
43	100	933	76,27	79,60	79,28	100	100	3933	87,61	91,66	91,51
44	100	1033	76,65	80,07	79,76	101	100	4033	87,99	92,04	91,89
45	100	1133	77,02	80,53	80,24	102	100	4133	88,36	92,42	92,27
46	100	1233	77,40	80,97	80,70	103	100	4233	88,74	92,80	92,66
47	100	1333	77,78	81,41	81,15	104	100	4333	89,12	93,18	93,04
48	75	1408	78,06	81,73	81,53	105	100	4433	89,50	93,56	93,42
49	75	1483	78,35	82,05	81,85	106	100	4533	89,88	93,94	93,80
50	55	1538	78,55	82,28	82,13	107	70	4603	90,25	94,32	94,18
51	55	1593	78,76	82,51	82,36	108	50	4653	90,44	94,51	94,46
52	45	1638	78,93	82,70	82,56	109	50	4703	90,63	94,69	94,65
53	40	1678	79,08	82,87	82,74	110	35	4738	90,71	94,77	94,78
54	35	1713	79,22	83,01	82,89	111	30	4768	90,78	94,85	94,85
55	30	1743	79,33	83,14	83,02	112	25	4793	90,86	94,92	94,93
56	25	1768	79,42	83,24	83,13	113	20	4813	90,93	95,00	95,00
57	19	1787	79,50	83,32	83,22	114	20	4833	91,01	95,07	95,07 PAm

Tabela A2 – Valores de caga hidráulica h(m) com o tempo para os poços de observação do modelo sem barragens (caso 1), no trecho B1 - PAm localizados em relação a B1 (x(m)). - Os valores de tempo sem o correspondente valor h indicam célula seca.

t (mês)	(PAm) Cel 91 x =4500	(Pl ₂) Cel 76 x =3500	(Pc) Cel 66 x =2500	(Pm) Cel 44 x =1501	(Pj) Cel 42 x =1499	(Pl ₁) Cel 21 x =600	(P _{at}) Cel 2 x =1,5
0,167	94,06	91,08	87,24	83,42	83,41	79,80	76,33
0,5	93,18	90,88	87,21	83,39	83,38	79,80	76,33
1,0	92,39	90,44	87,09	83,36	83,35	79,80	76,33
1,5	91,85	90,02	86,89	83,29	83,28	79,78	76,32
2,0	91,45	89,63	86,66	83,18	83,17	79,77	76,31
2,5	91,17	89,28	86,40	83,04	83,03	79,70	76,30
3,0		88,96	86,15	82,87	82,86	79,61	76,28
3,5		88,67	85,90	82,70	82,69	79,50	76,25
4,0		88,40	85,66	82,51	82,50	79,34	76,21
4,5		88,14	85,42	82,32	82,32	79,25	76,14
5,0		87,90	85,20	82,14	82,13	79,11	76,06
5,5		87,68	84,98	81,95	81,94	78,97	75,97
6,0		87,48	84,76	81,76	81,76	78,83	75,89
6,5		87,32	84,55	81,58	81,57	78,68	75,80
7,0		87,25	84,36	81,40	81,40	78,54	75,72
7,5			84,16	81,22	81,21	78,40	75,63
8,0			83,98	81,05	81,04	78,26	75,54
8,5			83,80	80,88	80,87	78,12	75,46
9,0			83,66	80,71	80,70	77,98	75,37
9,5			83,54	80,55	80,54	77,84	75,28
10,0			83,48	80,39	80,38	77,70	75,19
10,5				80,24	80,23	77,56	75,10
11,0				80,10	80,09	77,42	75,01
11,5				79,96	79,96	77,28	74,92
12,0				79,82	79,81	77,14	74,83
12,5				79,70	79,69	77,01	74,74
13,0						76,87	74,65
13,5						76,73	74,55
14,0							74,45
14,5							74,35
15,0							74,25
15,5							74,14
16,0							74,06
16,5							74,01
17,0							
18,0							
19,0							
20,0							
21,0							
22,0							
23,0							
24,0							

Tabela A3 – Valores de caga hidráulica $h(m)$ com o tempo para os poços de observação do **modelo com uma barragem** (caso 2), no trecho B1 - PAm localizados em relação a B1 ($x(m)$). Os valores de tempo sem o correspondente valor h indicam célula seca.

t (mês)	(PA _m) Cel 91 x = 4500	(PI ₂) Cel 76 x = 3500	(PC) Cel 66 x = 2500	(PM) Cel 44 x = 1501	(PJ) Cel 42 x = 1499	(PI ₁) Cel 21 x = 600	(P _{B1}) Cel 2 x = 1,5
0,167	94,06	91,08	87,24	83,45	83,44	79,77	76,33
0,5	93,19	90,88	87,22	83,44	83,43	79,76	76,33
1,0	92,42	90,47	87,10	83,42	83,41	79,76	76,33
1,5	91,89	90,05	86,92	83,36	83,35	79,74	76,33
2,0	91,49	89,68	86,69	83,26	83,25	79,71	76,33
2,5	91,20	89,33	86,45	83,13	83,12	79,65	76,33
3,0	91,07	89,02	86,20	82,97	82,97	79,54	76,33
3,5		88,73	85,96	82,81	82,80	79,48	76,33
4,0		88,47	85,72	82,63	82,62	79,37	76,33
4,5		88,22	85,50	82,45	82,44	79,26	76,33
5,0		87,99	85,27	82,27	82,26	79,15	76,33
5,5		87,77	85,06	82,09	82,08	79,03	76,33
6,0		87,56	84,85	81,91	81,90	78,92	76,33
6,5		87,37	84,64	81,73	81,72	78,80	76,33
7,0		87,25	84,45	81,56	81,55	78,67	76,33
7,5			84,25	81,38	81,37	78,57	76,33
8,0			84,07	81,21	81,20	78,46	76,33
8,5			83,89	81,04	81,03	78,34	76,33
9,0			83,71	80,87	80,86	78,23	76,33
9,5			83,56	80,70	80,69	78,12	76,33
10,0			83,47	80,52	80,52	78,00	76,33
10,5				80,35	80,34	77,89	76,33
11,0				80,17	80,17	77,77	76,33
11,5				79,99	79,98	77,66	76,33
12,0				79,85	79,84	77,54	76,33
12,5				79,77	79,76	77,41	76,33
13,0						77,29	76,33
13,5						77,15	76,33
14,0						77,01	76,33
14,5						76,87	76,33
15,0						76,74	76,33
15,5						76,67	76,33
16,0						76,65	76,33
16,5							76,33
17,0							76,33
18,0							76,33
19,0							76,33
20,0							76,33
21,0							76,33
22,0							76,33
23,0							76,33
24,0							76,33

Tabela A4 – Valores de caga hidráulica h(m) com o tempo para os poços de observação do modelo com duas barragens (caso 3), no trecho B1 - PAm localizados em relação a B1 (x(m)).

Os valores de tempo sem o correspondente valor h indicam célula seca.

t (mês)	(PA _m) Cel 91 x = 4500	(PI ₂) Cel 76 x = 3500	(Pc) Cel 66 x = 2500	(Pm) Cel 44 x = 1501	(Pj) Cel 42 x = 1499	(PI ₁) Cel 21 x = 600	(P _{B1}) Cel 2 x = 1,5
0,167	94,06	91,08	87,24	83,44	82,36	79,70	76,33
0,5	93,19	90,88	87,21	83,44	81,46	79,42	76,33
1,0	92,42	90,47	87,10	83,44	80,68	78,93	76,33
1,5	91,89	90,05	86,92	83,44	80,18	78,52	76,33
2,0	91,49	89,68	86,71	83,44	79,84	78,18	76,33
2,5	91,20	89,33	86,45	83,44	79,70	77,91	76,33
3,0	91,07	89,02	86,27	83,44		77,69	76,33
3,5		88,74	86,07	83,44		77,49	76,33
4,0		88,48	85,87	83,44		77,31	76,33
4,5		88,24	85,67	83,44		77,14	76,33
5,0		88,01	85,51	83,44		76,97	76,33
5,5		87,79	85,34	83,44		76,82	76,33
6,0		87,58	85,18	83,44		76,71	76,33
6,5		87,39	85,03	83,44		76,66	76,33
7,0		87,26	84,87	83,44		76,66	76,33
7,5			84,73	83,44			76,33
8,0			84,58	83,44			76,33
8,5			84,43	83,44			76,33
9,0			84,28	83,44			76,33
9,5			84,14	83,44			76,33
10,0			84,00	83,44			76,33
10,5			83,89	83,44			76,33
11,0			83,79	83,44			76,33
11,5			83,71	83,44			76,33
12,0			83,64	83,44			76,33
12,5			83,59	83,44			76,33
13,0			83,56	83,51			76,33
13,5			83,54	83,53			76,33
14,0			83,53	83,53			76,33
14,5			83,53	83,53			76,33
15,0			83,53	83,53			76,33
15,5			83,53	83,53			76,33
16,0			83,53	83,53			76,33
16,5			83,53	83,53			76,33
17,0			83,53	83,53			76,33
18,0			83,53	83,53			76,33
19,0			83,53	83,53			76,33
20,0			83,53	83,53			76,33
21,0			83,53	83,53			76,33
22,0			83,53	83,53			76,33
23,0			83,53	83,53			76,33
24,0			83,53	83,53			76,33

ANEXO II – PRG. AUXILIAR

PRG-AUX — "PROGRAMA AUXILIAR"

```

PROGRAM PRG-AUX
DIMENSION DX(300),B(300),TEMPO(121)
REAL K
DOUBLE PRECISION ERRMAI,ERRO,VIAN,V(500,121),VV(500,121),H(300,121),F1,F2,F3
CHARACTER*1 DSCUSN,SIM,SIMM,CTABSN,RSP,ESTR,MOD*50
INTEGER T,ICAB(121),AR1,AR2,AR3
write(6,*)''
write(6,*)Lendo arquivos.'
OPEN(3,FILE='PHPT.TXT',STATUS='OLD',ERR=93,IOSTAT=AR3)
OPEN(4,FILE='INTR.TXT',ERR=100)

1 Lendo em disco os Parmts. hidráulicos

READ(3,1,ERR=93,END=93,IOSTAT=AR3)IJ,HM,K,S,R,ESTR,ERRTOL,NX, &
& DSCUSN,DXX,NT,DT,OMEGA,ALFA,CTABSN,F1,B0
IF((ESTR.EQ.'T').OR.(ESTR.EQ.'V')) THEN
    IF((CTABSN.EQ.'S').OR.(CTABSN.EQ.'s')) THEN
        MOD='= MODELO TRANSITORIO DE BASE INCLINADA ='
        write(6,*) MOD
    ELSE
        MOD='= MODELO TRANSITORIO DE BASE HORIZONTAL ='
        write(6,*) MOD
    END IF
ELSE IF((CTABSN.EQ.'S').OR.(CTABSN.EQ.'s')) THEN
    MOD='= MODELO ESTACIONARIO DE BASE INCLINADA ='
    write(6,*) MOD
ELSE
    MOD='= MODELO ESTACIONARIO DE BASE HORIZONTAL ='
    write(6,*) MOD
END IF
SIM='s'
SIMM='S'
IF((DSCUSN.EQ.SIM).OR.(DSCUSN.EQ.SIMM)) THEN
    DO 77 I=1,NX
77 DX(I)=DXX
ELSE

```

```

OPEN(1,FILE='DX.TXT',STATUS='OLD',ERR=91,IOSTAT=AR1)
READ(1,2,ERR=91,END=91,IOSTAT=AR1)DX(1)
READ(1,3,ERR=91,END=91,IOSTAT=AR1)DX(I),I=2,NX)
END IF
1   FORMAT(4/F8.4,2/F8.4,2/F6.4,2/F5.3,2/F10.8,4/A1,2/F12.10,2/I3, &
&      2/A1,2/F7.2,2/I3,2/F10.2,2/F4.2,2/F4.2,4/A1,2/F7.4,2/F5.1)
2   FORMAT(4/7X,F5.1)
3   FORMAT(7X,F5.1)
14  FORMAT(/F6.1)
    write(6,*) ' ok!'
    IF((CTABSN.EQ.SIM).OR.(CTABSN.EQ.SIMM)) THEN
98  WRITE(6,85)
85  FORMAT(3/2X,' Criar arquivo de base (S/N)?')
    READ(5,*) RSP
    END IF
    IF((RSP.EQ.SIM).OR.(RSP.EQ.SIMM)) THEN

1   Gerando as cotas da base inclinada

    IF((CTABSN.EQ.SIM).OR.(CTABSN.EQ.SIMM)) THEN
        IF((DSCUSN.EQ.SIM).OR.(DSCUSN.EQ.SIMM)) THEN
            DO 30 I=1,NX
                B(I)=(F1/100.)*(I-0.5)*DXX+B0
30          CONTINUE
            ELSE
                DISTB1=0
                DO 31 I=1,NX
                    B(I)=(F1/100)*(DISTB1+DX(I)/2)+B0
                    DISTB1=DISTB1+DX(I)
31          CONTINUE
            END IF

1   Gravando cotas de base em arquivo

    OPEN(2,FILE='BASE.TXT',ERR=92,IOSTAT=AR2)
    WRITE(2,*)COTAS DE BASE - Modelo (INTR)
    WRITE(2,32)
32  FORMAT(/,X,'Cel',4X,'Dist',7X,'Base')

```

```

WRITE(2,33)
33  FORMAT(1X,15('-',),1,8('-',),1)
DISTB1=0.
DO 34 I=1,NX
      DISTB1=DISTB1+DX(I)
34  WRITE(2,35) I,DISTB1,B(I)
35  FORMAT(1X,13.3,2X,F8.2,3X,F8.4)
      END IF
write(6,*) 'ok!'
END IF
RSP= ''
WRITE(6,86)
86  FORMAT(3/2X,' Rodar o programa agora (S/N)?')
READ(5,*) RSP
IF((RSP.EQ.SIM).OR.(RSP.EQ.SIMM)) THEN

!      Atribuindo um V inicial a cada célula

      IF((CTABSN.EQ.SIM).OR.(CTABSN.EQ.SIMM)) THEN

!          Lendo os dados da base

OPEN(2,FILE='BASE.TXT',STATUS='OLD',ERR=92,IOSTAT=AR2)
REWIND 2
READ(2,80,ERR=92,END=92,IOSTAT=AR2) B(1)
80  FORMAT(4/,17X,F8.4)
DO 81 I=2,NX
81  READ(2,82,ERR=92,END=92,IOSTAT=AR2) B(I)
82  FORMAT(17X,F8.4)

!      Verificando condições iniciais não validas: cels. seca

      BMAIOR=MAXVAL(B)
      IF((BMAIOR.GE.LIM).OR.(B(1).GE.LU)) THEN
          WRITE(6,*) 'Valor de Base incompatível com Cargas iniciais'
          GO TO 100
      END IF

```

```

!           Atribuindo V inicial com base variável
V(1,1)=11J**2-2*B(1)*11J
V(NX,1)=11M**2-2*B(NX)*11M
          DO 55 I=2,NX-1
              IF(2*B(I).I.T.11M) THEN
                  V(I,1)=0.
              ELSE
                  V(I,1)=11M**2-2*B(I)*11M
              END IF
55          CONTINUE
ELSE

```

```

!           Atribuindo um V inicial com (b=0)

```

```

          V(1,1)=11J**2
          V(NX,1)=11M**2
          VMED=(V(1,1)+V(NX,1))/2
          DO 56 I=2,NX-1
56              V(I,1)=VMED

```

```

          END IF
ELSE
          STOP 'Programa encerrado (M)'
ENDIF

```

```

!           Aplicando Gauss-Seidel condição estacionária

```

```

write(6,*)'Determinado cargas do regime estacionário. Aguarde ...'
NUMIT=0
IF((CTABSN.EQ.SIM).OR.(CTABSN.EQ.SIMM)) THEN

```

```

!           Condição inclinada

```

```

5           ERRMA1=0.
          NUMIT=NUMIT+1
          DO 9 I=2,NX-1
              VIAN=V(I,1)
              IF (B(I)**2+V(I,1).GE.0.) THEN
                  A=DX(I)*DX(I-1)*(DX(I)+DX(I-1))

```



```

F1=1./(DX(I)*DX(I-1))+(F1/100.)*(2*DX(I)*(B(I)**2+V(I,1))**0.5)
F2=(DX(I-1)*V(I+1,1)+DX(I)*V(I-1,1))/A
F3=(F1/100.)*V(I+1,1)/(2*DX(I)*(B(I)**2+V(I,1))**0.5)+(F1/100.)*2*(B(I)/
&
(B(I)**2+V(I,1))**0.5+1)
V(I,1)= OMEGA*V(I,1)+(1-OMEGA)*VIAN
ELSE
WRITE(6,*)'Célula Seca (raiz negativa)'
WRITE(6,*)'Cel. '
WRITE(6,*)I
WRITE(6,*)'Iteração '
WRITE(6,*)NUMIT
WRITE(6,*)'Maior erro '
WRITE(6,*)ERRMAI
WRITE(6,*)'Base '
WRITE(6,*)B(I)
WRITE(6,*)I1
WRITE(6,*)I(I,1)
WRITE(6,*)V
WRITE(6,*)V(I,1)
WRITE(6,*)B(I)**2+V(I,1)
WRITE(6,*)B(I)**2+V(I,1)
GOTO 100
END IF
ERRO=ABS(VIAN-V(I,1))
IF(ERRO.GT.ERRMAI) ERRMAI=ERRO
9 CONTINUE
IF(ERRMAI.GT.ERRTOL) GO TO 5
ELSE
1 Gauss-Seidel Estacionaria para condição (b.Horiz)
6 ERRMAI=0.
NUMIT=NUMIT+1
DO 10 I=2,NX-1
VIAN=V(I,1)
V(I,1)=(V(I+1,1)*DX(I-1)+V(I-1,1)*DX(I))/
&
(DX(I)+DX(I-1))
V(I,1)= OMEGA*V(I,1)+(1-OMEGA)*VIAN

```

```

        ERRO=ABS(VIAN-V(I,1))
        IF(ERRO.GT.ERRMAI) ERRMAI=ERRO
10     CONTINUE
        IF(ERRMAI.GT.ERRTOL) GO TO 6
    ENDIF
    IF ((ESTR.EQ.'T').OR.(ESTR.EQ.'C')) THEN

!     Gauss-Seidel Transitório
!     Condição de não fluxo

        BI=B(NX)+(FI/100.)*(DX(NX))
        V(NX+1,1)=V(NX-1,1)-2*(B(NX-1)+(B(NX-1)**2+V(NX-1,1))**0.5)*(BI-B(NX-1))
        write(6,*) ok!
        write(6,*)'Processando iterações da condição transitória. &
        & Aguarde ...'
        DO 11 I=1,NX+1
            V(I,2)=V(I,1)
11         VV(I,2)=V(I,1)
        DTT=0.
        DO 16 T=2,NT+1
            DIT=DTT+DT
            TEMPO(T)=DIT
            IF((CTABSN.EQ.SIM).OR.(CTABSN.EQ.SIMM)) THEN

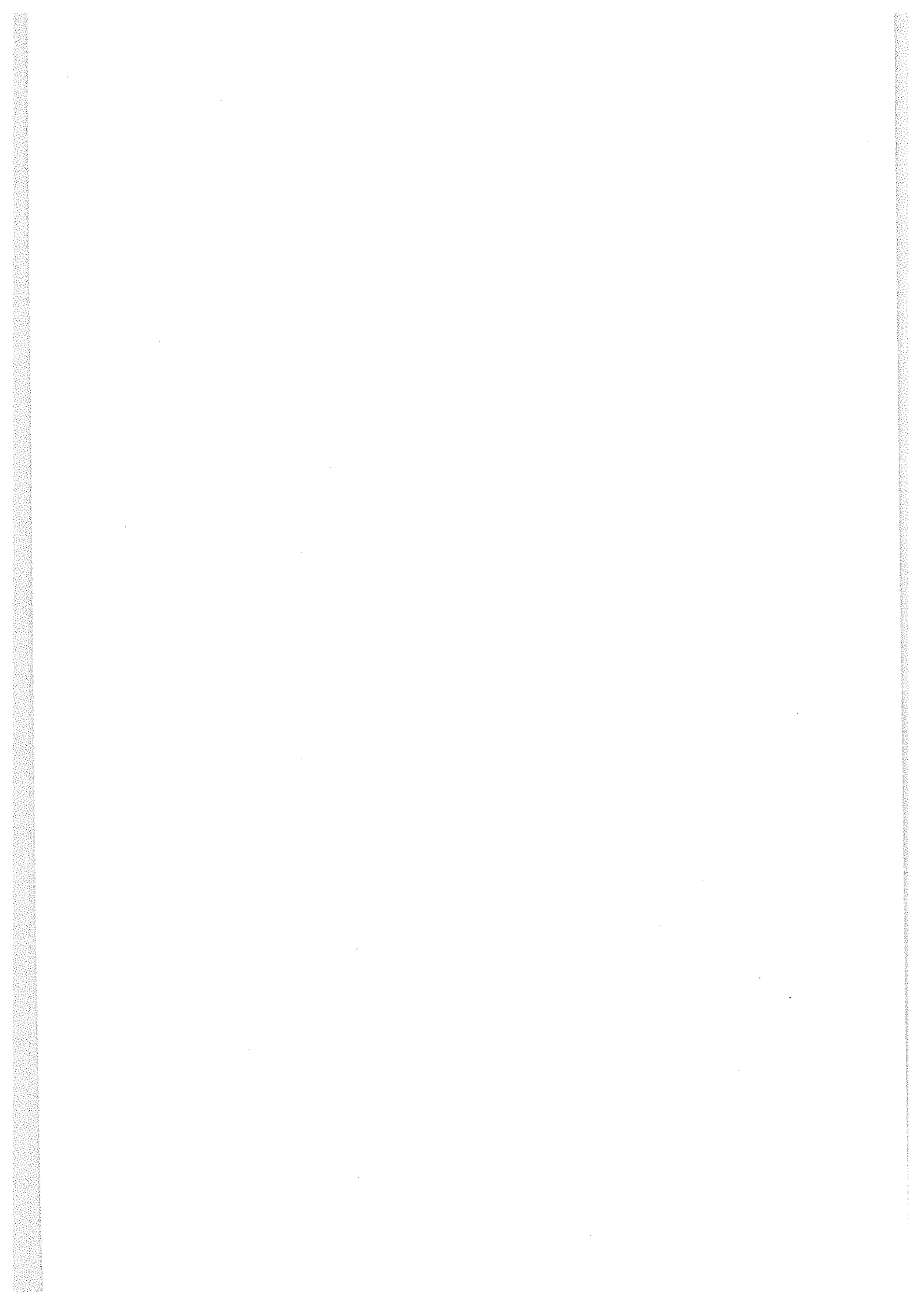
!     Gauss-Seidel Transitório base inclinada

36         ERRMAI=0.
            NUMIT=NUMIT+1
            DO 37 I=2,NX
                VIAN=V(I,T)
                IF (B(I)**2+V(I,T).GE.0.) THEN
                    A=DX(I)*DX(I-1)*(DX(I)+DX(I-1))

                    F1=ALFA*((DX(I)+DX(I-1))/A+(FI/100.)/(2*DX(I)*(B(I)**2+V(I,T))&&**0.5))+S/
                    (2*K*I)*I*(B(I)**2+VV(I,T))**0.5)

                    F2=ALFA*((DX(I-1)*V(I+1,T)+DX(I)*V(I-1,T))/A+(FI/100.)&&
                    &*V(I+1,T)/(2*DX(I)*(B(I)**2+V(I,T))**0.5))+(1-ALFA)*(DX(I-1)*(VV(I+1,T)-
                    VV(I,T))-DX(I)*(VV(I,T)-VV(I-1,T)))/A+(FI/100.)&&*(VV(I+1,T)-
                    VV(I,T))/(2*DX(I)*(B(I)**2+VV(I,T))**0.5))

```



F3=S*VV(I,T)/(2*K*DT*(B(I)**2+VV(I,T))**0.5)+(F1/100.)**2*(B(I)/(B(I)&&**2 + VV(I,T))**0.5+1)+R/K

V(I,T)=(F2+F3)/F1

V(I,T)= OMEGA*V(I,T)+(1-OMEGA)*VIAN

ELSE

WRITE(6,*)'Celula Seca (ruiz negativa)'

WRITE(6,*)'Cel. '

WRITE(6,*)'I'

WRITE(6,*)'Periodo'

WRITE(6,*)'T'

WRITE(6,*)'Iteracao '

WRITE(6,*)'NUMIT'

WRITE(6,*)'Maior erro '

WRITE(6,*)'ERRMAI

WRITE(6,*)'Base '

WRITE(6,*)'B(I)

WRITE(6,*)'B**2'

WRITE(6,*)'B(I)**2

WRITE(6,*)'V'

WRITE(6,*)'V(I,T)

WRITE(6,*)'B(I)**2+V(I,T)'

WRITE(6,*)'B(I)**2+V(I,T)

GOTO 100

END IF

ERRO=ABS(VIAN-V(I,T))

IF(ERRO.GT.ERRMAI) ERRMAI=ERRO

37

CONTINUE

I

IF(ERRMAI.GE.ERRTOL) GO TO 36

IF(ERRMAI.GE.ERRTOL) THEN

V(NX+1,T)=V(NX-1,T)-2*(B(NX-1)+(B(NX-1)**2+V(NX-1,T))**0.5)*&
& (BF-B(NX-1))

GO TO 36

END IF

ELSE

1 Gauss-Seidel Transitorio para (b. Horiz)

```
13      ERRMAI=0.
        NUMIT=NUMIT+1
        DO 14 I=2,NX
                VIAN=V(I,T)
                A=DX(I)*DX(I-1)*(DX(I)+DX(I-1))
                F1= ALFA*(DX(I)+DX(I-1))+(S*Lambda)(2.*VV(I,T)**0.5*K*DT)
1          F1= ALFA*(DX(I)+DX(I-1))-(S*Lambda)(2.*VV(I,T)**0.5*K*DT) ! Novo
                F2= (1.-ALFA)*(DX(I-1)*(VV(I+1,T)-VV(I,T))-DX(I)*
&                (VV(I,T)-VV(I-1,T)))+ALFA*(V(I+1,T)*DX(I-1)+
&                V(I-1,T)*DX(I))
                F3= (S*Lambda*VV(I,T)**0.5)/(2.*K*DT)+R*Lambda/K
                V(I,T)=(1./F1)*(F2+F3)
                V(I,T)= OMEGA*V(I,T)+(1-OMEGA)*VIAN

                ERRO=ABS(VIAN-V(I,T))
                IF(ERRO.GT.ERRMAI) ERRMAI=ERRO

14      CONTINUE
!      IF(ERRMAI.GE.ERRTOL) GO TO 13
        IF(ERRMAI.GE.ERRTOL) THEN
                V(NX+1,T)=V(NX-1,T)
                GO TO 13
        END IF

END IF

1      Preparando para o próximo passo de tempo

        IF(T.LE.NT) THEN

1          Condição de não fluxo

                V(NX+1,T)=V(NX-1,T)
                DO 15 I=1,NX+1
                        V(I,T+1)=V(I,T)
15          VV(I,T+1)=V(I,T)

                END IF

16      CONTINUE
```

1 Determinando a matriz $H(I,T)$ de saída em regime transitorio

write(6,*)'Gerando matriz H(I,T) no arquivo Intr.txt'

DO 17 T=1,NT+1

DO 17 I=1,NX

IF((CTABSN.EQ.SIM).OR.(CTABSN.EQ.SIMM)) THEN

IF(B(I)**2+V(I,1).GE.0.) THEN

H(I,T)=B(I)+(B(I)**2+V(I,T))**0.5

ELSE

H(I,T)=1E+30

ENDIF

H(I,T)=B(I)+(B(I)**2+V(I,T))**0.5

ELSE

H(I,T)=V(I,T)**0.5

END IF

17 CONTINUE

write(6,*)' ok!'

! Gerando em arquivo modo Transitório

IC=LEN(TRIM(MOD))

II=45-IC

WRITE(4,18)MOD,NUMIT,DTT

18 FORMAT(1X,'<IC>,<II>X,No. Iteracoes=' ,I6,/,46X,'Tempo Tot. = ',F11.2)

WRITE(4,19)II,IIM,K,S,R ,NT,DT

19 FORMAT(1X,'II=' ,F8.4,13X,'IIM=' ,F8.4,/,1X,'K=' ,F6.4,16X, &

& 'S=' ,F4.2,13X,'R=' ,F8.2)

IF((DSCUSN.EQ.SIM).OR.(DSCUSN.EQ.SIMM)) THEN

WRITE(4,20)NX,IXX

ELSE

WRITE(4,21)NX

END IF

WRITE(4,68)NT,DT

WRITE(4,66) CTABSN,F1,10

66 FORMAT(1X,'Cotas de base (',A1,')/,1X,'Inclinacao=' , &

F6.4,%,6X,'Elev. Inic. da base = ',F5.1)

WRITE(4,67)ERRTOL,OMEGA,ALFA

```

20     FORMAT(1X,NX= ',13,18X,'Disc. Uniforme',7X,DX= ',F7.2)
21     FORMAT(1X,NX= ',13,18X,'Disc.N-Uniforme')

67     FORMAT(1X,'Ero.tol.= ',F8.2,6X,'Omega(SOR)= ',F4.2,4X,'Alfa= ',F4.2)
      WRITE(4,23)
68     FORMAT(1X,NT= ',13,18X,DT= ',F10.2)
23     FORMAT(1X,68('='),/)
      DO 22 I=1,NT
22         ICAB(I)=1
      WRITE(4,24)(ICAB(I),I=1,NT)
24     FORMAT(1X,'Cel',2X,'Dist',5X,'Base',6X,'T(est)',3X,<NT>('T',13.3,5X))
      WRITE(4,25)
25     FORMAT(1X,22('-',)'|',<NT*9+7>('-',)'A1,'|')
      DISTBI=0
      DO 26 I=1,NX
          DISTBI=DISTBI+DX(I)
26         WRITE(4,27)(DISTBI,B(I),(I,I,T),T=1,NT+1)
27     FORMAT(1X,13.3,1X,F8.2,1X,F8.4,2X,<NT+1>('F8.4,1X))
      write(6,28)
28     format(' ok!',//)
      ELSE

1     Gauss-Seidel Estacionário

      write(6,*) 'ok!'
      write(6,*) 'Determinando H(I)'
1     Determinando a matriz H(I,I)
      DO 51 I=1,NX
          IF((CTABSN.EQ.SIM).OR.(CTABSN.EQ.SIMM)) THEN
              IF(B(I)**2+V(I,1).GE.0) THEN
                  H(I,I)=B(I)+(B(I)**2+V(I,1))**0.5
              ELSE
                  H(I,I)=1E+30
              ENDIF
          ELSE
              H(I,I)=V(I,1)**0.5
          END IF
51     CONTINUE
      write(6,*) 'ok!'

```