



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**  
**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**  
**ÁREA DE ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS**

# DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**INVESTIGAÇÃO E MODELAMENTO  
DO FLUXO SUBTERRÂNEO EM  
AQÜÍFERO ALUVIAL NO SEMI-  
ÁRIDO DA PARAÍBA**

**FERNANDO FERNANDES DA SILVA**

**HANS DIETER MAX SCHUSTER**

**ORIENTADOR**

**JANIRO COSTA RÊGO**

**CO-ORIENTADOR**

**ABRIL /1998**

---

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA**

**CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**

**CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ÁREA DE ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**INVESTIGAÇÃO E MODELAMENTO DO FLUXO  
SUBTERRÂNEO EM AQÜÍFERO ALUVIAL NO SEMI-  
ÁRIDO DA PARAÍBA**

Aluno: *Fernando Fernandes da Silva.*  
Orientador: *Hans Dieter Max Schuster - Dr.*  
Co-Orientador: *Janiro Costa Rêgo - M.Sc.*

**Campina Grande - Paraíba**

**Abril de 1998**

**Fernando Fernandes da Silva**

**INVESTIGAÇÃO E MODELAMENTO DO FLUXO  
SUBTERRÂNEO EM AQUÍFERO ALUVIAL NO SEMI-ÁRIDO DA  
PARAÍBA**

Dissertação de mestrado apresentada ao curso de  
Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos  
- DEC/CCT/UFPB, Campus II, como requisito  
parcial à obtenção do grau de mestre.

**Orientador:**

**Prof. Dr. Hans Dieter Max Schuster.**  
(DMG - CCT - UFPB)

**Co-Orientador:**

**Prof. Janiro Costa Rêgo – M. Sc.**  
(DEC - CCT - UFPB)

Campina Grande - PB  
UFPB / CAMPUS II / CCT / DEC  
Abril de 1998



5586i Silva, Fernando Fernandes da.  
Investigação e modelamento do fluxo subterrâneo em aquífero aluvial no semi-árido da Paraíba / Fernando Fernandes da Silva. - Campina Grande, 1998.  
100 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1998.  
Referências.  
"Orientação : Prof. Dr. Hans Dieter Max Schuster, Prof. M.Sc. Janiro Costa Rêgo".

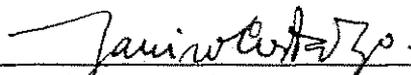
1. Aquífero Aluvial. 2. Semi-árido Paraibano. 3. Fluxo Subterrâneo - Água. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Schuster, Hans Dieter Max. II. Rêgo, Janiro Costa. III. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). IV. Título

CDU 556.33(043)

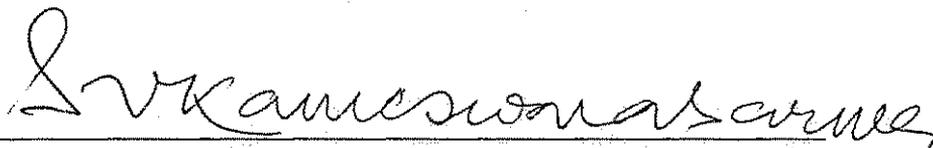
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APROVADA EM: 17 / 04 / 1998



Professor Dr. Hans Dieter Max Schuster  
Orientador



Professor Janiro Costa Rêgo – M.Sc.  
Co-Orientador



Professor Sarma Kameswara Venkata Seemanapalli – Ph. D.  
Examinador



Professor Tumkur Rajarao Gopinath - Ph. D.  
Examinador

Campina Grande - PB  
Abril de 1998.

## AGRADECIMENTOS

A todos os professores da área de pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campus II, não só pelo apoio, como também por sugestões, transmissão de conhecimentos e incentivos dados durante todo o curso.

Aos professores, Dr. Hans Dieter Max Schuster e Janiro Costa Rêgo, pelas sugestões e orientação desta dissertação e Dr. Sarma Kameswara Venkata Seemanapalli pela colaboração direta ao longo das minhas pesquisas em Hidrologia subterrânea. Meu agradecimento especial ao orientador professor Dr. Hans Dieter Max Schuster, pela dedicação, empenho e ensinamentos ministrados e acompanhamento ao desenvolvimento deste trabalho em todos os momentos.

A todos os alunos de graduação e pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos, como também aos funcionários e a todos que contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho. Agradeço atenciosamente aos alunos Wellington de Medeiros Meira e Flor Roxana Nahui Bravo, alunos de Iniciação Científica do CNPq sob orientação do professor Hans Dieter Max Schuster, os quais foram os responsáveis pelo excelente trabalho na tradução do manual MODFLOW de inglês para português. Aos técnicos qualificados do Laboratório de Hidráulica, sobretudo a Ismael José Pereira e Ronaldo de Oliveira e também ao técnico René Neuenschwander por contribuição fundamental no trabalho de campo.

Agradeço também especialmente a minha colega de trabalho Núbia Bezerra Monteiro, pelas contribuições diretas neste trabalho.

Enfim ao CNPq e a Área de Engenharia de Recursos Hídricos, pelo importante apoio à pesquisa científica no país, aos meus familiares e sobretudo a Deus, por estar presente em todos os momentos da minha vida.



2.2.3.3 - Método Implícito .....	24
2.2.4 - Barragens Submersas .....	29
<b>3 - A REGIÃO DE ESTUDO .....</b>	<b>34</b>
3.1 - O Aquífero Selecionado .....	36
3.2 - Barragens Existentes na área de estudo .....	41
<b>4 - MODELAGEM DO AQUIFERO ESTUDADO .....</b>	<b>45</b>
4.1 - Programa computacional adotado .....	45
4.1.1 - Características do PMWIN .....	45
4.1.2 - Dados de entrada no PMWIN para modelamento estacionário .....	48
4.1.3 - Dados de entrada no PMWIN para modelamento não estacionário .....	50
4.2 - Os dados de campo necessários para o modelo .....	51
4.2.1 - Perfuração dos poços .....	52
4.2.2 - Levantamento topográfico .....	52
4.2.3 - Levantamento do nível freático nos poços e piezômetros instalados .....	53
4.2.4 - Levantamento do nível freático ao longo do aluvião com poço-ponteira .....	54
4.2.5 - Medição da curva de depleção .....	55

4.2.6 - Medição da taxa de precipitação .....	57
4.2.7 - Problemas encontrados nas medições de campo .....	58
4.2.8 - Discussão dos resultados de campo .....	59
<b>5 - RESULTADOS DO MODELAMENTO .....</b>	<b>66</b>
5.1 - A calibração do modelo.....	66
5.2 - A evolução temporal dos níveis freáticos.....	79
5.3 - A verificação do modelo .....	84
5.4 - A predição do modelo .....	86
5.4.1 - A simulação dos efeitos das barragens submersas .....	86
<b>5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>92</b>
<b>6 - BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>95</b>
<b>7 - ANEXOS .....</b>	<b>100</b>

## LISTAS DE FIGURAS

	Página
<b>Figura 1 : Tipos de aquíferos (KINZELBACH, 1986) .....</b>	<b>6</b>
<b>Figura 2 : Fluxo não confinado no meio poroso .....</b>	<b>7</b>
<b>Figura 3 : Balanço de massa (KINZELBACH, 1986) .....</b>	<b>13</b>
<b>Figura 4 : Representação esquemática da seção transversal de um aquífero freático em interação mútua com um rio (Fonte : MONTEIRO, 1997) .....</b>	<b>16</b>
<b>Figura 5 : Exemplo das condições de contorno de fluxo de água subterrânea (CIRILO &amp; CABRAL, 1989) .....</b>	<b>18</b>
<b>Figura 6a : Vista horizontal da área do modelo .....</b>	<b>20</b>
<b>Figura 6b : Discretização para uma área retangular com elementos de trechos variáveis .....</b>	<b>20</b>
<b>Figura 6c : Discretização para uma área retangular com elementos de trechos iguais .....</b>	<b>20</b>
<b>Figura 7 : Balanço hídrico para o elemento 0 com a indicação local (0, 1, 2 ...) e global (i, j) dos elementos adjacentes (Fonte : MONTEIRO, 1997) .....</b>	<b>21</b>
<b>Figura 8 : Sistema com barragem de cabeceira e barragens subterrâneas sucessivas (UEHARA et alii, 1981) .....</b>	<b>32</b>
<b>Figura 9: Bacias hidrográficas do estado da Paraíba (Fonte : SUDENE/ATECEL, 1989) .....</b>	<b>35</b>
<b>Figura 10 : Vista geral do aluvião em estudo em direção jusante a partir da ponte na BR 230 .....</b>	<b>37</b>

<b>Figura 11 : Mapa da sub-bacia hidrográfica de drenagem rio Seridó (Fonte : MONTEIRO, 1997) .....</b>	<b>38</b>
<b>Figura 12 : Perfil topográfico do sistema riacho Chafariz (Fonte : Monteiro, 1997) .....</b>	<b>39</b>
<b>Figura 13: Mapa do aquífero em estudo, obtido por restituição aerofotogramétrica .....</b>	<b>40</b>
<b>Figura 14 : Efeito da vegetação a montante e jusante da barragem submersa B<sub>2</sub> (agosto/96) .....</b>	<b>44</b>
<b>Figura 15 : Barragem de aluvionamento B<sub>1</sub> na saída do aquífero em estudo (agosto/96) .....</b>	<b>44</b>
<b>Figura 16 : Vista frontal de uma perfuração com circulação de água (sondagem) com trado manual .....</b>	<b>52</b>
<b>Figura 17 : Leitura do nível da água no posto de observação P<sub>4</sub> .....</b>	<b>54</b>
<b>Figura 18 : Leitura do nível da água a cada 100 metros com poço ponteira .....</b>	<b>54</b>
<b>Figura 19 : Coleta direta da vazão na época de estiagem na barragem B<sub>1</sub> .....</b>	<b>55</b>
<b>Figura 20 : Depleção da barragem B<sub>1</sub> (agosto/96 a fevereiro/97) .....</b>	<b>56</b>
<b>Figura 21 : Pluviômetro automático instalado na área de estudo .....</b>	<b>57</b>
<b>Figura 22 : Pluviometria mensal na área de estudo no ano de 1997 .....</b>	<b>58</b>
<b>Figura 23 : Mudança do percurso do rio destruindo sondagens (PB<sub>3A</sub>, PB<sub>3B</sub>, PB<sub>3C</sub>) .....</b>	<b>58</b>
<b>Figura 24 : Escoamento superficial à jusante da barragem B<sub>1</sub> depois da chuva de 100 mm (março/97) .....</b>	<b>59</b>

<b>Figura 25 : Gráfico da evolução do nível freático no tempo (agosto/96 a fevereiro/97) .....</b>	<b>62</b>
<b>Figura 26 : Variação de carga hidráulica e taxa de precipitação no poço amazonas PA<sub>3</sub> .....</b>	<b>63</b>
<b>Figura 27 : Perfil longitudinal da área de estudo indicando os níveis do lençol freático medidos em novembro/96 .....</b>	<b>65</b>
<b>Figura 28 : Discretização e zoneamento do riacho Chafariz .....</b>	<b>67</b>
<b>Figura 29 : Fluxo não-confinado de um aquífero estratificado verticalmente (Fonte : BEAR, 1979) .....</b>	<b>70</b>
<b>Figura 30 : Perfil longitudinal com níveis de água observadas ao quadrado .....</b>	<b>71</b>
<b>Figura 31 : Resultados da simulação estacionária mostrando as cargas hidráulicas observadas e calculadas .....</b>	<b>76</b>
<b>Figura 32 : Resultados da simulação estacionária mostrando as isolinhas de carga hidráulica a cada 1 metro .....</b>	<b>77</b>
<b>Figura 33 : Evolução dos níveis freáticos durante o ano de 1989 (OLIVEIRA, 1992) .....</b>	<b>81</b>
<b>Figura 34 : Calibração para o poço piezométrico P<sub>3</sub> usando os pacotes Recharge [RCH1], Evapotranspiration [EVT1] e Time-Variant Specifield-Head [CHD1] .....</b>	<b>82</b>
<b>Figura 35 : Evolução do nível freático no poço P<sub>3</sub> usando as taxas de recarga e evapotranspiração do poço calibrado P<sub>3</sub> sem considerar entrada de fluxo lateral montante .....</b>	<b>83</b>
<b>Figura 36 : Evolução do nível freático no poço P<sub>4</sub> usando as taxas de recarga e evapotranspiração do poço calibrado P<sub>3</sub> considerando entrada de fluxo lateral montante.....</b>	<b>84</b>

- Figura 37 : Evolução do nível freático no poço  $P_2$  usando as taxas de recarga e evapotranspiração do poço calibrado  $P_3$  considerando entrada de fluxo lateral montante..... 85**
- Figura 38 : Desenho esquemático de uma barragem submersa no aluvião (Fonte : MONTEIRO, 1997) ..... 86**
- Figura 39 : Depleção da barragem B1 calculada no PMWIN (Maio a outubro de 1988) ..... 87**
- Figura 40 : Gráfico de carga versus tempo no modelamento do nível freático em poços virtuais montante e jusante na barragem  $B_2$  ..... 86**
- Figura 41 : Gráfico de carga versus tempo no modelamento do nível freático em poços virtuais montante e jusante no mesmo modelamento anterior sem existência das barragens..... 89**

## LISTAS DE TABELAS

	Página
<b>Tabela 1 : Regime hidrológico da região de estudo (Fonte : SUDENE, 1985) .....</b>	<b>36</b>
<b>Tabela 2 : Levantamento do nível freático a cada 100 metros com poço-ponteira .....</b>	<b>55</b>
<b>Tabela 3 : Vazão (m<sup>3</sup>/s) escoada a jusante da barragem B<sub>1</sub> .....</b>	<b>56</b>
<b>Tabela 4 : Dados topográficos do perfil longitudinal .....</b>	<b>64</b>
<b>Tabela 5 : Níveis freáticos em relação a cota topográfica (OLIVEIRA, 1992) e (SILVA, 1998) .....</b>	<b>66</b>
<b>Tabela 6 : Dados de localizações das estações de observações .....</b>	<b>68</b>
<b>Tabela 7 : Dados da regressão linear dos segmentos lineares da figura 29 .....</b>	<b>72</b>
<b>Tabela 8 : Valores de permeabilidades otimizadas por zonas .....</b>	<b>73</b>
<b>Tabela 9 : Níveis freáticos calculados e observados através do MODFLOW .....</b>	<b>74</b>
<b>Tabela 10 : Precipitação medida (P), taxa de recarga (I), evapotranspiração potencial (ET) e evapotranspiração real (E<sub>tr</sub>) no riacho Chafariz utilizando os dados de campo (OLIVEIRA, 1992) .....</b>	<b>80</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	$(m^2)$	área da seção vertical
$b$	$(m)$	distância do datum até o embasamento cristalino
$b_r$	$(m)$	distância do datum até o fundo do rio
$E$	$(mm/ano)$	evaporação
$g$	$(m/s^2)$	aceleração gravitacional
$h$	$(m)$	carga hidráulica
$h_r$	$(m)$	carga hidráulica no rio
$h_p$	$(m)$	carga hidráulica de pressão hidrostática
$h_z$	$(m)$	carga de elevação
$I$	$(h/d)$	insolação
$K$	$(m/s)$	condutividade hidráulica ou permeabilidade, dependendo do meio poroso
$K_L$	$(m/s)$	condutividade hidráulica de drenança
$[K]$	$(m/s)$	tensor simétrico de condutividade hidráulica
		$[K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix}$
$L$	$(1/s)$	fator de drenança ou vazamento
$m_L$	$(m)$	espessura da camada confinante
$n$	$(-)$	porosidade $(e / 1+e)$ , onde "e" = índice de vazios
$n_{ef}$	$(-)$	porosidade efetiva, adimensional
$\bar{n}$	$(-)$	vetor unitário perpendicular ao contorno
$P$	$(mm/ano)$	precipitação
$p$	$\frac{kg(massa)}{ms^2}$	pressão hidrostática
$q$	$(m^3/s/m^2)$	vazão específica ou fluxo específico
$q_E$	$(m^3/s/m^2)$	vazão específica de extração
$q_I$	$(m^3/s/m^2)$	vazão específica de infiltração
$q_L$	$(m^3/s/m^2)$	vazão específica
$Q$	$(m^3/s)$	descarga (-) ou recarga(+) ou fluxo

$Q_E$	$(m^3/s)$	vazão extraída
$Q_I$	$(m^3/s)$	vazão de infiltração
$Q_L$	$(m^3/s)$	vazão vazante
$Q_S$	$(m^3/s)$	taxa volumétrica armazenada
$R$	( - )	fator de relaxação
$S$	( - )	coeficiente de armazenamento
$S_y$	( - )	rendimento específico
$S_R$	( - )	retenção específica
$t$	(s)	tempo
$[T]$	$(m^2/s)$	tensor simétrico de transmissividade
		$[T] = \begin{bmatrix} T_{xx} & T_{xy} \\ T_{yx} & T_{yy} \end{bmatrix}$
$T$	$(m^2/s)$	transmissividade
$T_x, T_y$	$(m^2/s)$	transmissividade nas direções $x$ e $y$
$U_a$	(%)	umidade relativa do ar
$V$	$(m/s)$	velocidade média do vento
$x, y$	(m)	coordenadas horizontais
$\bar{v}$	$(m/s)$	vetor da velocidade de filtro
$v_D$	$(m/s)$	velocidade aparente ou velocidade de Darcy
$v_R$	$(m/s)$	velocidade real ou velocidade nos poros
$\Delta x, \Delta y$	(m)	distâncias na malha nas direções $x$ e $y$
$z$	(m)	coordenada vertical ou elevação vertical
$\theta$	( - )	função de degrau (step function)
$\bar{\nabla}$	$(1/m)$	operador nabla em duas dimensões
		$\bar{\nabla} = \left( \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right)$
$\rho$	$\frac{kg(massa)}{m^3}$	densidade ou massa específica
$\Delta$	( - )	diferença

## RESUMO

SILVA, F. F., *Investigação e Modelamento do Fluxo Subterrâneo em Aquífero Aluvial no Semi-Árido da Paraíba*, Laboratório de Hidráulica - DEC/CCT/UFPB, Dissertação, Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos, Campina Grande-PB, 109 p, 1998.

Este trabalho dá continuidade aos estudos de (OLIVEIRA, 1992) e (MONTEIRO, 1997) de um aquífero-piloto com aproximadamente 5 km de extensão e largura variando de 90 m a 310 m e espessuras de 1 m a 10 m, localizado próximo ao município de Santa Luzia, Paraíba.

Para avaliar as variações dos níveis de água durante os anos de pesquisa foram realizadas 8 (oito) sondagens na área de estudo no período de 05-08-1996 a 13-08-96, além do aproveitamento de quatro poços amazonas existentes. Foi realizado um levantamento topográfico completo da área selecionada, onde se instalou um pluviômetro automático para avaliar a taxa pluviométrica, e foi realizado medições da taxa de vazão nos meses de estiagem a jusante de uma barragem de aluvionamento B<sub>1</sub>, existente na saída do aquífero-piloto. Ao longo da área de estudo num trecho de 5 km, existem três barragens submersas, onde foram instalados poços estrategicamente a montante e a jusante de cada barragem.

Todos estes dados de campo serviram como dados de entrada para um modelo numérico de simulação do comportamento hidrológico espacial e temporal, admitindo-se fluxo bidimensional e não-estacionário em meio anisotrópico e heterogêneo.

Os resultados obtidos através desse modelo reproduziram satisfatoriamente os dados observados no campo, e serviram para estimar os principais parâmetros hidrológicos, como também a quantidade de água disponível no trecho selecionado.

A metodologia aplicada permitirá futuramente investigações hidrogeológicas de

custos relativamente baixos e de curto prazo para os demais aquíferos rasos, típicos do Nordeste, como também servirá de modelos de comportamento do fluxo de águas subterrâneas nos aquíferos aluviais rasos.

## ABSTRACT

This work continues the studies of (OLIVEIRA, 1992) and (MONTEIRO, 1997) of an aquifer with a 5 km length, a 90 to 310 m width and a thickness of 1 m to 10 m chosen near to Santa Luzia municipality- PB.

In order to observe the variations of the water tables during the research years, 8 (eight) soundings in the study area were carried out in the period from 05-08-1996 to 13-08-96, besides the "aproveitamento" of 4 existent amazonas wells. A complete topographical survey of the selected area was done, where an automatic pluviometer was installed to avaliate the pluviometric rate, and volumetric rate measurements were done during the low water months downstream "alluvials dam B<sub>1</sub>, that exists in the outflow of the pilote aquifer. Along the study area in a 5 km space, three submersed dams exist, where wells were installed : estrategic upstream and downstream each dam.

All these field data were used as input data for a numerical simulation model of the spatial and temporal hydrological behaviour, considering non-steady state bidimensional flow anisotropic and heterogeneous.

The results obtained with that model satisfactorally reproduced the field data observed, and were used to estimate the principal hydrological parameters, as well as the amount of available water in the selected space.

The methodology applied will allow future hydrological investigations to be done at very low cost and a little period for the other shallow aquifers, typical of the Northeast, as will also be used as a model of the behaviour of the underground water flows in the shallow alluvial aquifers .

## 1 - INTRODUÇÃO

O aproveitamento dos recursos hídricos nas regiões semi-áridas do Nordeste Brasileiro se depara com dificuldades inerentes às peculiaridades do meio físico, destacando-se a baixa quantidade e má distribuição espacial e temporal das chuvas e a geologia regional, desfavorável a retenção dos volumes d'água precipitados.

A irregularidade na distribuição das chuvas e a sucessão de períodos prolongados de estiagem constituem os principais problemas da região semi-árida da Paraíba e vem contribuir sobremodo para a sua grave situação econômica e social. Um dos agravantes a este quadro regional é o elevado índice de evaporação, geralmente superior ao total precipitado, o que vem acelerar os processos de salinização de reservatórios e propiciar grandes perdas de água, reduzindo a eficiência na armazenagem e utilização desses recursos.

Entre os recursos naturais do estado da Paraíba, os recursos hídricos são fundamentais tanto para o atendimento das demandas populacionais, quanto como indutores da produção e da geração de empregos nos meios urbanos e rurais. Pela sua importância deve merecer do Estado uma atenção ampla, para que os escassos recursos hídricos do estado sejam bem aproveitados e gerenciados.

Os aquíferos aluviais e rasos não só da Paraíba, como também do Nordeste, sendo explorados adequadamente podem ser de grande importância sócio-econômico para o pequeno agricultor. Por isso, os órgãos governamentais necessitam de informações mais detalhadas do sistema hidráulico e de metodologias modernas e eficientes para se prognosticar modelos de gerenciamento de recursos hídricos a longo prazo.

O presente trabalho faz parte do esforço para o conhecimento das características dos aquíferos aluviais rasos existentes no Nordeste e, como também, fornecer aos órgãos

governamentais informações para que estas reservas de água subterrânea possam ser melhores aproveitadas.

O trabalho se desenvolve nos seguintes capítulos :

Além da introdução, que se faz considerações sobre o problema proposto e a ser analisado, têm-se a seguinte sequência :

Capítulo 2 (Revisão Bibliográfica), menciona estudos já realizados empregando a técnica de aquíferos com barragens submersas e trata da teoria do fluxo de água subterrânea.

Capítulo 3 (A região de estudo), faz uma descrição da localização e os principais dados hidroclimáticos da região em estudo, tratando em particular a área selecionada.

Capítulo 4 (Modelagem do aquífero estudado), faz uma apresentação e descreve o processo de funcionamento, como os principais recursos utilizados na modelagem.

Capítulo 5 (Resultados da modelagem), apresenta as técnicas, o processo e discussão dos resultados.

Capítulo 6 (Conclusões e recomendações), apresenta valores quantitativos da área em estudo e sugestões para novos trabalhos.

## 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 - Considerações Preliminares

Muitos pesquisadores contribuíram para o desenvolvimento das teorias ligadas a percolação em meios porosos e em estudos de aluviões. Porém, a pesquisa de aluviões com barragens submersas é um aspecto novo e com poucas referências bibliográficas.

Um estudo detalhado sobre o comportamento hidráulico de um aquífero aluvial foi realizado na área do curso inferior do rio Encanto - RN (MELO et al., 1987). Neste aluvião de extensão de 19 km foram realizados vários levantamentos de campo, sendo um total de 63 perfurações com trado de mão em 14 seções transversais e executados 8 testes de bombeamento de longa duração. Este estudo teve como objetivo a avaliação das condições de armazenamento e captação de água do aluvião, considerando a recarga por indução de água superficial proveniente da barragem Encanto. Os vários perfis litológicos mostraram uma grande variação no material rochoso e assim uma variação no valor da condutividade hidráulica ( $K = 1,3 \cdot 10^{-4} - 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ) e do coeficiente de armazenamento ( $S = 1,3 \cdot 10^{-3} - 5,6 \cdot 10^{-2}$ ) assim como uma irregularidade muito grande da superfície da base cristalina.

Outro estudo também detalhado de um aquífero aluvial foi desenvolvido em Catolé do Rocha - PB (SANTOS, 1992). Foi simulado um modelo unidimensional com barragens submersas virtuais ao longo da área em estudo. Segundo Santos, o modelo apresentava duas restrições básicas : a primeira era quanto à condição inicial para a aplicação com barragens subterrâneas que não era a mesma utilizada nas aplicações anteriores e no processo de calibração, a segunda restrição do modelo era quanto a elevação do nível freático à superfície do terreno.

## 2.2 - Metodologia para Simulação do Fluxo Subterrâneo

Para a simulação do fluxo subterrâneo do aquífero foi utilizado o programa de Processamento **MODFLOW** for Windows, versão 4.0 por CHIANG & KINZELBACH, 1996. As características e aplicações do modelo são descritas no Capítulo 4.1.

O desenvolvimento de modelos de simulação do movimento de águas subterrâneas tem sido amplamente justificado por vários objetivos associados ao planejamento do uso da água. Estes modelos de escoamento de água subterrânea descrevem fluxos em aquíferos ou partes de aquíferos com extensões mais largas que as suas respectivas profundidades (BEAR, 1989; CLEARY, 1989; KINZELBACH, 1986; WANG & ANDERSON 1982 e CIRILO & CABRAL, 1989). Segundo CIRILO & CABRAL, 1989 é a previsão dos efeitos causados pela concentração de poços e vazões que se constitui na mais importante aplicação desses modelos.

Deveremos deduzir teoricamente o fluxo nos aquíferos porosos, excluindo os aquíferos de rochas fraturadas e de aquíferos cársticos, embora a teoria já desenvolvida possa ser aplicada, numa maneira semelhante, aos aquíferos de outros tipos.

O aquífero é uma formação porosa (camada ou estrato) de rocha permeável, areia ou cascalho, capaz de armazenar e fornecer quantidades significativas de água. Os tipos de aquíferos encontrados são os seguintes :

- a) Aquífero confinado ;
- b) Aquífero freático (livre) ou não-confinado, e
- c) Aquífero semi-confinado ou leaky.

Estes três tipos de aquíferos são apresentados na Figura 1.

Ainda existem outras formas de armazenamento de água subterrânea que são aquítarde, aquíclude e aquífugo. O aquítarde é uma formação geológica de natureza

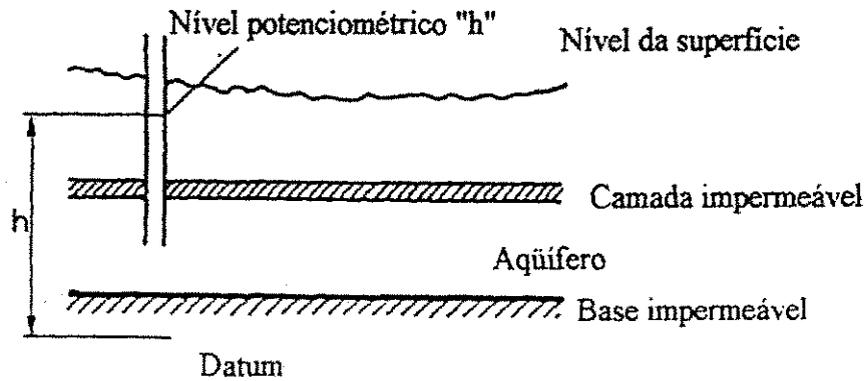
relativamente impermeável e semiconfinante que transmite água com velocidade muito reduzida, em comparação a um aquífero. O aquíclúde é uma formação que embora e seja capaz de absorver água, não transmite em velocidades suficientes para proporcionar um abastecimento a um poço ou a uma fonte. Já o aquífugo é uma formação sem interstícios interconectados, incapaz, portanto de absorver ou transmitir água.

O aquífero confinado é sobreposto por uma camada confinante, uma unidade de material poroso que retarda o movimento da água. A pressão em qualquer ponto no nível da água é maior que a pressão atmosférica. Este tipo de aquífero é limitado superior e inferiormente por camadas confinantes. Uma característica dos mesmos, é que eles são geralmente aquíferos de grandes extensão e produção. As camadas confinantes são formações sobrejacente ou subjacente a outra, muito mais permeáveis, de aquíferos.

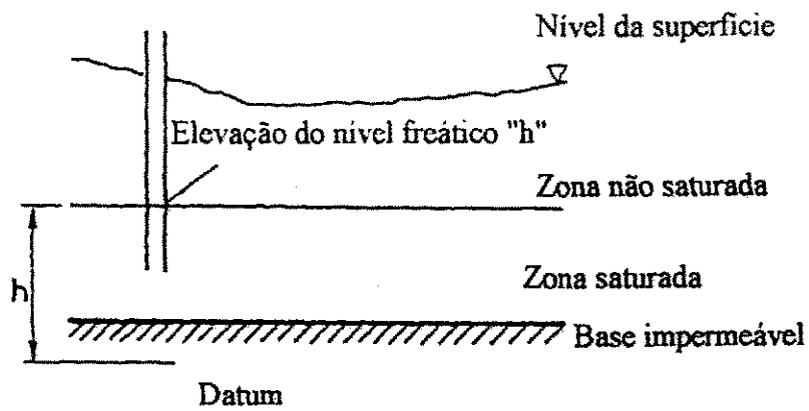
No aquífero não confinado (livre), a superfície freática serve como fronteira superior e está a pressão atmosférica. Uma característica dos mesmos, é que eles são geralmente aquíferos de pequena extensão e mais explorados devido ao fácil acesso.

O aquífero semiconfinado está situado entre duas camadas semipermeáveis relativamente delgadas, através das quais pode se processar o esgotamento da água para o aquífero ou a partir dele, devido a diferença de potencial hidráulico nas respectivas camadas.

## A) Aquífero confinado



## B) Aquífero freático



## C) Aquífero semiconfinado

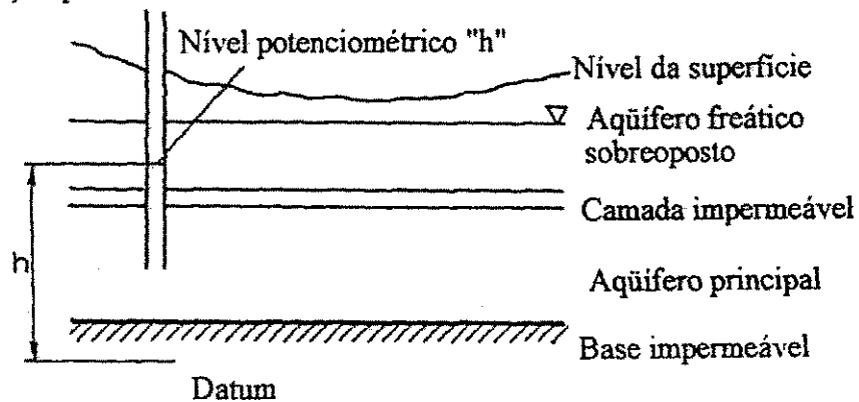


Figura 1 : Tipos de Aquíferos (KINZELBACH, 1986)

### 2.2.1 - Fluxo de Água Subterrânea e Principais Parâmetros

A variável observável, a qual é descrita nos modelos de água subterrânea e obtida no campo, é a carga hidráulica ou potencial hidráulico  $h$  (*head*). Para cada modelo do respectivo aquífero, esta variável é sempre uma função de  $h = h(x, y, z, t)$ . O fluxo de água subterrânea é criado pelos efeitos da gravidade e resistência ao fluxo devido a constituição granulométrica do aquífero.

Na aproximação regional, o fluxo é considerado horizontal, significando, que o gradiente vertical é zero (Suposição de Dupuit,  $dh/dz = 0$ ) e o gradiente horizontal  $dh/ds \approx dh/dx$  (Figura 2). Assim, reduz-se os modelos inicialmente definidos em três dimensões para um problema bidimensional. A validade da aproximação de Dupuit tem sido analisada por muitos autores, ficando comprovado que a aproximação é aceitável para pequenas declividades da superfície freática e para aquíferos não muito profundos (BEAR, 1982). Evidentemente, a suposição de Dupuit não é verdade nas seguintes situações hidrológicas, tais como: nas vizinhanças de poços de descarga, aquíferos com grande variações na espessura e grande infiltrações da superfície.

Finalmente é admitido que a densidade da água subterrânea é constante em todo o aquífero (homogeneidade de fluido).

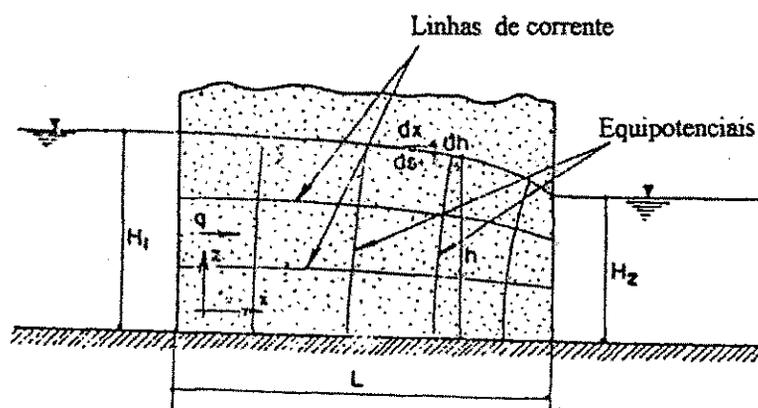


Figura 2 : Fluxo não confinado no meio poroso.

A condutividade hidráulica ou permeabilidade (dependendo do meio poroso) é o parâmetro mais importante do sistema aquífero. Ela descreve a capacidade do meio poroso de transmitir água subterrânea sob a influência do gradiente hidráulico :  $K = K(x, y, z)$  em [ L/T ].

A condutividade hidráulica ou permeabilidade depende das características do meio poroso e das propriedades do fluido (NUTTING, 1930) e pode ser expressa como :

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \text{ em [m / s]}$$

Onde :

$k$  = permeabilidade intrínseca do meio poroso [m / s].

$\mu$  = viscosidade dinâmica do fluido [m<sup>2</sup> / s].

$\rho$  = densidade ou massa específica (kg / m<sup>3</sup>).

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

A transmissividade ( $T = Km$ ), definida como o produto da condutividade hidráulica pela espessura da camada drenante, é também utilizada com frequência nos aquíferos confinados e/ou semi-confinados. A transmissividade é a taxa volumétrica de fluxo através de uma seção de largura unitária e altura igual à espessura  $m$  do aquífero, quando o gradiente hidráulico é 1.

Outro parâmetro bastante utilizado no sistema aquífero é o coeficiente de armazenamento "S", no qual é definido como sendo o volume de água liberado ou armazenado por um aquífero ( $\Delta V$ ), por unidade de área superficial do aquífero ( $A$ ), por unidade de variação na carga hidráulica ( $\Delta h$ ), (TODD, 1980).

$$S = \frac{\Delta V}{A\Delta h}$$

O coeficiente de armazenamento é quem descreve a capacidade do sistema

aquífero de armazenar água. Para os aquíferos livres, como é o caso da nossa área de estudo, o coeficiente  $S$  não depende das compressibilidades da água e do próprio aquífero, como no caso dos aquíferos confinados, mas depende da capacidade de drenar água nos poros do leito em estudo, e é o chamado rendimento específico (*Specific Yield*,  $S_y$ ), também chamada por vários autores de porosidade efetiva ( $n_{ef}$ ).

Um outro parâmetro também considerado num estudo de aquíferos é coeficiente de drenança (*Leakage*).

$$L = k_L / m_L$$

onde :

$k_L$  = permeabilidade da camada confinante.

$m_L$  = espessura da camada confinante.

Este coeficiente  $L$  em  $[1/T]$ , depende da diferença das cargas ou potenciais hidráulicos dos sistemas em consideração. Na verdade é um fluxo ( $Q$  em  $[L^3/T]$ ), vertical entre os respectivos sistemas separados por uma camada confinante de espessura ( $m_L$ ) e uma condutividade hidráulica bastante reduzida ( $k_L$ ). Este fenômeno é a possibilidade de interação entre o aquífero superior e/ou um aquífero inferior, ou aquífero com rio no contato hidráulico não completo no aquífero freático.

### 2.2.2 - Equações do Fluxo Subterrâneo em Aquíferos Livres

Desenvolveremos as equações do fluxo subterrâneo para o caso dos aquíferos livres, visto ser este tipo de aquífero o aluvião que está sendo estudado na nossa área de estudo.

As equações do fluxo de água subterrânea para todos os três tipos de aquíferos baseiam-se em três princípios:

- Lei de Bernoulli ;
- Lei de Darcy ;
- Lei da Continuidade.

### 2.2.2.1 – As Leis de Bernoulli, Darcy e da Continuidade

A lei de Bernoulli diz que num sistema de fluido encontra-se um balanço de energia o qual é a soma da energia cinética ( $1/2 mv^2$ ) com a energia potencial ( $mgz$ ) e a energia interna  $pV$ .

$$E = \frac{1}{2}mv^2 + mgz + pV = \text{constante} \quad (2.1)$$

Onde :

$m$  = massa (kg) ;

$v$  = velocidade do fluxo (m / s) ;

$g$  = aceleração da gravidade ( $m/s^2$ ) ;

$z$  = coordenada vertical ou elevação vertical (m) ;

$p$  = pressão hidrostática ( $kg/m/s^2$ ).

$V$  = volume de controle ( $m^3$ ).

Dividindo a energia por peso ( $mg$ ) e levando a expressão do potencial em quantidade de comprimento, recebemos uma altura em [m], a chamada carga ou potencial hidráulico  $h$  :

$$h = \frac{1}{2g} v^2 + z + \frac{p}{\rho g} \quad (2.2)$$

Sabendo que a velocidade de fluxo subterrâneo é muito pequena, ou seja desprezível, temos :

$$h = z + \frac{p}{\gamma} \quad (2.3)$$

Onde :

$\gamma = \rho g = \text{o peso específico (kg /m/s)}$ .

O princípio da lei de Darcy, para escoamento laminar em meios porosos e homogêneos, diz que a taxa volumétrica de fluxo " Q " por unidade da área A percorrida (a chamada descarga específica  $\vec{q} = Q/A$ , ou, equivalentemente, a velocidade média aparente  $\vec{v}$ ) é diretamente proporcional ao gradiente negativo do nível piezométrico / freático.

$$\vec{q} \equiv \vec{v} = -K\nabla h \quad (2.4)$$

Onde :

$K = \text{Condutividade hidráulica (m / s)}$  ;

$\vec{v} = \text{velocidade aparente do fluxo ou velocidade de filtro ou velocidade de Darcy (m/s)}$ ;

$\nabla h = \text{gradiente hidráulico expresso por operador nabla}$ .

Para os fluxos nos meios porosos, a verdadeira velocidade do fluxo se obtém ao considerar a área da passagem através do meio poroso corrigida da forma :

$$v_R = \frac{v}{n_{ef}} \quad (2.5)$$

Onde :

$v_R = \text{velocidade real ou velocidade de poros}$  ;

$v = \text{velocidade de Darcy}$  ;

$n_{ef} = \text{porosidade efetiva}$ .

A velocidade real do fluxo subterrâneo é sempre maior que a velocidade de Darcy. Se o meio é isotrópico, "K" é um escalar e os vetores  $\vec{v}$  e  $\nabla h$  são colineares.

Para um meio anisotrópico, “K” passa a ser um tensor simétrico [ $K_{ij} = K_{ji}$ ], e a lei de Darcy tem que ser expandida para :

$$\vec{q} \equiv \vec{v} = -[K]\nabla h \quad (2.6)$$

Ou em componentes :

$$\begin{matrix} q_x \\ q_y \end{matrix} = - \begin{matrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{matrix} \begin{matrix} | dh / dx | \\ | dh / dy | \end{matrix} \quad (2.7)$$

Tem que se levar em conta, que no meio anisotrópico a direção de fluxo é geralmente diferente da direção do gradiente de nível.

A lei de Darcy também pode ser generalizada para escoamentos compressíveis adotando o potencial indicado por HUBBERT, 1940 :

$$g h = g \int_{z_0}^z dz + \int_{p_0}^p dp / \rho(\rho) \quad (2.8)$$

Pode-se então considerar “h” na fórmula de Darcy correspondente ao potencial de Hubbert dividido por “g”. Vale ressaltar que a lei de Darcy é válida para escoamentos laminares. Num meio poroso, pode-se considerar como escoamentos laminares aqueles cujo número de Reynolds é menor ou igual a 1.

$$Re = \left( \frac{\rho v D}{\mu} \right) \quad (2.9)$$

onde :

$D$  = pode ser considerado como  $d_{50}$  (diâmetro que na curva granulométrica excede o tamanho de 50 % do material granuloso em peso).

O princípio da lei de continuidade baseia-se na conservação da massa de água, sendo que o fluxo de entrada  $I(t)$  e o fluxo de saída  $Q(t)$  é igual a variação temporal do volume armazenado  $dS / dt$ .

A equação diferencial do fluxo é derivada por meio do balanço hídrico ao redor de um volume unitário de área unitária  $dx dy$  e sua extensão vertical da espessura do aquífero "m". Consideramos inicialmente o modelo do aquífero confinado (Figura 3).

Durante um intervalo de tempo  $[t, t + dt]$ , o saldo do fluxo total [isto é, a soma dos fluxos horizontais em direção  $x$  de entrada (+)  $v_x|_x$  e de saída (-)  $v_x|_{x + \Delta x}$ , e a soma dos fluxos em direção  $y$  de entrada  $v_y|_y$  e saída  $v_y|_{y + \Delta y}$  e mais a soma dos fluxos verticais  $[q \Delta x \Delta y]$  resulta no aumento ou na perda da água armazenada no volume unitário definido mostrando uma variação do nível freático  $h(t)$  no tempo  $t$  até um nível freático  $h(t + \Delta t)$  no tempo  $t + \Delta t$ .

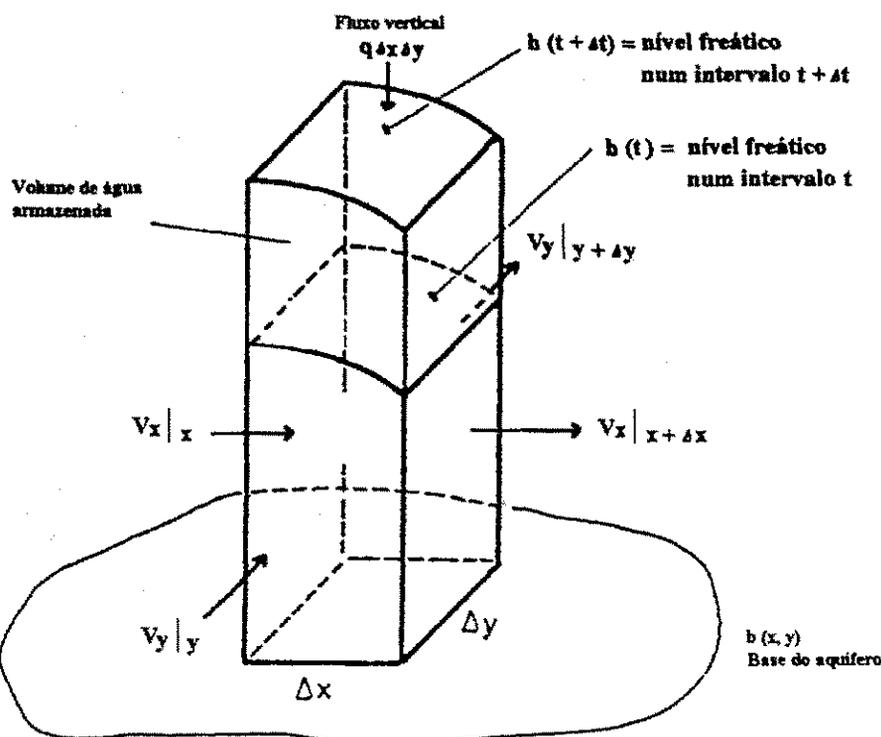


Figura 3 : Balanço de Massa (KINZELBACH, 1986).

A equação que descreve o fluxo de águas subterrâneas em um aquífero freático é obtida pela combinação da equação da continuidade:

$$-\bar{\nabla} \cdot (h \cdot \bar{v}) + q = S_Y \cdot \frac{\partial h}{\partial t}; \quad (2.10a)$$

ou em componentes:

$$-\frac{\partial}{\partial x} (h \cdot v_x) - \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot v_y) + q = S_Y \frac{\partial h}{\partial t}; \quad (2.10b)$$

A equação 2.10a diz que a soma de todos os fluxos de entrada e saída é igual a taxa de variação do armazenamento em um volume de controle, com a equação de Darcy ( $\bar{v} = -[K] \cdot \nabla h$ ) já descrita na equação 2.4, ou em componentes:

$$v_x = -K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x};$$

$$v_y = -K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y};$$

Colocando a lei de Darcy (2.4) na expressão da continuidade (equação 2.10a) a equação resultante é expressa através da variável  $h(x, y)$ , descrevendo um fluxo não estacionário no aquífero anisotrópico e não-homogêneo:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \cdot h \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \cdot h \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + q = S_Y \cdot \frac{\partial h}{\partial t}; \quad (2.11)$$

A equação 2.11 é *não-linear* por causa dos termos:  $h \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$  e  $h \cdot \frac{\partial h}{\partial y}$ .

A necessária linearização pode ser realizada pela suposição de Dupuit (equação 2.12) que facilita o procedimento da solução, declarando uma transmissividade constante

de cada intervalo de tempo  $\Delta t$ :

$$K \cdot h = T = \text{constante} \quad (2.12)$$

e assim :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( T_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + q = S_y \cdot \frac{\partial h}{\partial t}; \quad (2.13)$$

A constância da transmissividade definida na equação 2.12 existe no aquífero freático somente quando a variação de  $h$  é muito pequena em relação a espessura do aquífero saturado ( $\Delta h \ll h$ ), isto é chamada da suposição de Dupuit.

O termo do fluxo vertical,  $q$  em  $m^3/s/m^2$ , é composto dos termos de infiltração,  $q_i$  e extração,  $q_E$  como é realizado num bombeamento, evaporação do aquífero e um termo de leakage,  $q_L$ , entre o rio e o aquífero que depende do gradiente hidráulico rio - aquífero (Figura 4).

Logo:

$$q = q_i - q_E \pm q_L; \quad (2.14)$$

com:

$$q_L = L \cdot (h_r - h);$$

onde :

$$L = \frac{K_L}{m_L};$$

$(h_r - h)$  é a diferença hidráulica entre o nível de água do rio ( $h_r$ ) e o nível freático do aquífero ( $h$ ) em contato hidráulico mútuo.

$m_L$  é a espessura da camada confinante de colimação na base do rio e  $K_L$ , sendo a respectiva condutividade hidráulica.

Colocando os termos de fluxo vertical na equação 2.11, e considerando o relevo irregular da base do aluvião, obtêm-se:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \cdot (h-b) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \cdot (h-b) \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + q_I - q_E \pm L \cdot (h-b) = S_y \cdot \frac{\partial h}{\partial t}; \quad (2.15)$$

Onde :

$b(x,y)$  é a elevação da base impermeável do aluvião freático.

A equação 2.15 é a equação básica do fluxo subterrâneo no aquífero freático, isotrópico, não-homogêneo e não-estacionário.

Recebe-se facilmente a respectiva equação do fluxo sob o regime *permanente* (caso *estacionário*) ao colocar o termo de armazenamento na equação (2.15) igual a zero, ou seja,  $S_y = 0$ . Isto significa que na média não há armazenamento de água no volume de controle durante um longo período de tempo.

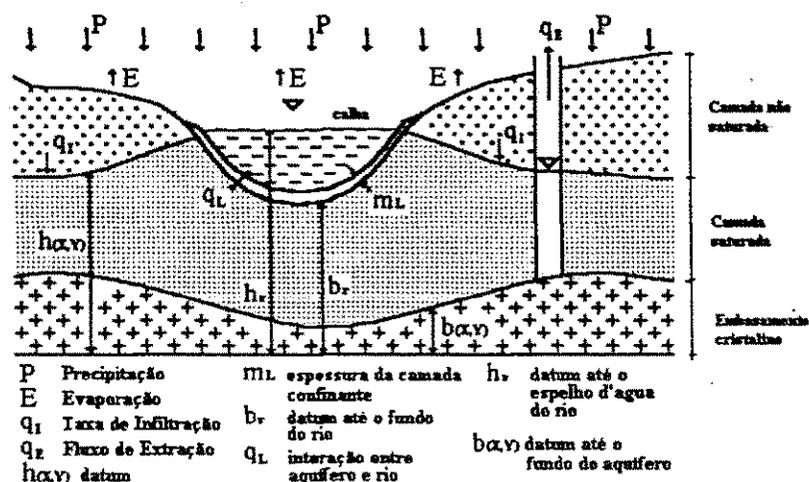


Figura 4 : Representação esquemática da seção transversal de um aquífero freático em interação mútua com um rio (Fonte : MONTEIRO, 1997).

A solução analítica bem como numérica de uma equação diferencial parcial, como é a equação do fluxo por exemplo, necessita de um lado valores iniciais dentro da área de domínio e valores no respectivo contorno definidas pelas chamadas condições de contorno.

São três os tipos possíveis de condições de contorno mais utilizadas nos problemas de fluxo de água subterrânea, as quais podem ser aplicadas por toda a parte da fronteira do domínio modelado.

A 1ª condição de contorno (tipo de Dirichlet), prescreve o valor do nível piezométrico/freático. A carga é especificada no contorno, por exemplo :  $h = f(t)$ . A carga pode ser uma constante ou uma função do tempo. Exemplos mais comuns de carga constante são os rios, lagos e poços. No domínio modelado deve ser definido este tipo de condição pelo menos em um ponto do domínio para garantir a unicidade de solução.

A 2ª condição de contorno (tipo de Neumann), especifica o fluxo no contorno, isto é o gradiente do nível piezométrico/freático normal à fronteira. Por exemplo :  $K_x \partial h / \partial x = q(t)$  ou constante  $q_0$ . Um caso especial deste tipo de contorno é a fronteira impermeável, tais como embasamento cristalino não fraturado, onde o fluxo é zero.

A 3ª condição de contorno (tipo de Cauchy ou Mista), especifica uma combinação linear do nível piezométrico/freático e do fluxo na fronteira. É uma combinação linear dos dois tipos Dirichlet e Neumann, por exemplo :

$$-K_x \partial h / \partial x = K' / b' (h - h')$$

Essa condição é usada para modelar drenança através de contornos semi-permeáveis (da permeabilidade  $K'$ , espessura  $b'$  e superfície potenciométrica  $h'$ ), como em aquíferos semiconfinados ou leitos colmatados de rios.

O problema típico de campo, mostrando as três condições de contorno é identificado abaixo (Figura 5).

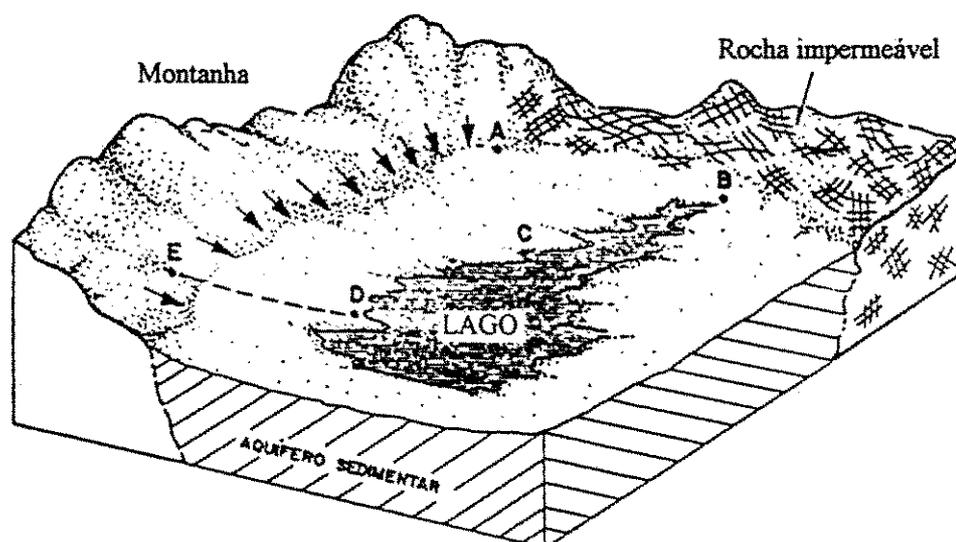


Figura 5 : Exemplo das condições de contorno do fluxo de água subterrânea (CIRILO & CABRAL, 1989).

Ao longo da região CD, temos uma condição do primeiro tipo. Isto é, supondo que o lago seja bem mais profundo que o rio e apresente conexão com o aquífero, caracterizando assim uma condição de carga hidráulica especificada; ao longo de AB, DE e AE estão os de segundo tipo, condições de não-fluxo e fluxo conhecido para os aquíferos. Na região AB temos uma rocha impermeável e na região DE temos uma linha de corrente e na região EA (área de recarga do aquífero), o fluxo é obtido através do gradiente hidráulico na base da montanha. Ao longo de BC, está um exemplo de condição de contorno do terceiro tipo. Isto é, supondo que o rio passa acima do aquífero e que existe uma camada semi-permeável entre o aquífero e o rio, descrevendo-se assim uma drenança do aquífero freático superior para o aquífero confinado inferior.

### 2.2.3 - Método de Volumes Finitos

A equação do fluxo subterrâneo sob condições anisotrópicas e não homogêneas no domínio de forma irregular não se resolve analiticamente, apenas numericamente.

Para solucionar equações diferenciais, são empregados hoje em dia, três métodos numéricos diferentes, os quais apresentam entre eles suas próprias vantagens e desvantagens :

- Métodos de Diferenças Finitas (MDF) ;
- Métodos de Volumes Finitos (MVF).
- Métodos de Diferenças Finitas (MDF) ;

Entre os métodos numéricos mais usados atualmente para se resolver equações diferenciais, diferenças finitas é o mais antigo, o mais divulgado e provavelmente o mais bem entendido pelos engenheiros em geral. Neste método, as diferenças são expressas pelas diferenças finitas utilizando em primeiro termo a série de Taylor como primeira aproximação que aproximam os quocientes diferenciais por diferenças finitas da forma :

$$\frac{\partial h}{\partial x} \cong \frac{\Delta h}{\Delta x}; \quad e \quad \frac{\partial h}{\partial y} \cong \frac{\Delta h}{\Delta y}; \quad (2.16)$$

Para formular uma equação relativamente simples de diferenças finitas para se realizar a análise numérica do fluxo de água subterrânea , definimos em primeiro lugar os limites de contorno da área de estudo (Figura 6a). Em seguida, a região é aproximada por uma malha uniformemente espaçada de tamanho igual de célula. Geralmente eles são quase sempre constantes em cada eixo (Figura 6c), mas os espaçamentos das células podem variar de um eixo para outro (Figura 6b) para discretizar em mais detalhes uma área de interesse.

A teoria básica do método, consiste em substituir a equação diferencial parcial do fluxo, por um conjunto de equações diferenciais discretizadas no espaço e no tempo junto com as necessárias condições de contorno que define a carga hidráulica no contorno geométrico da área de estudo e os valores iniciais de carga hidráulica nos nós dentro da área do modelo.

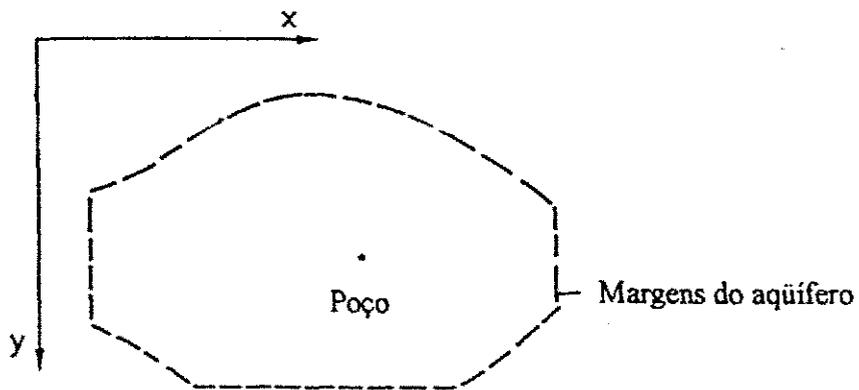


Figura 6a : Vista horizontal da área do modelo

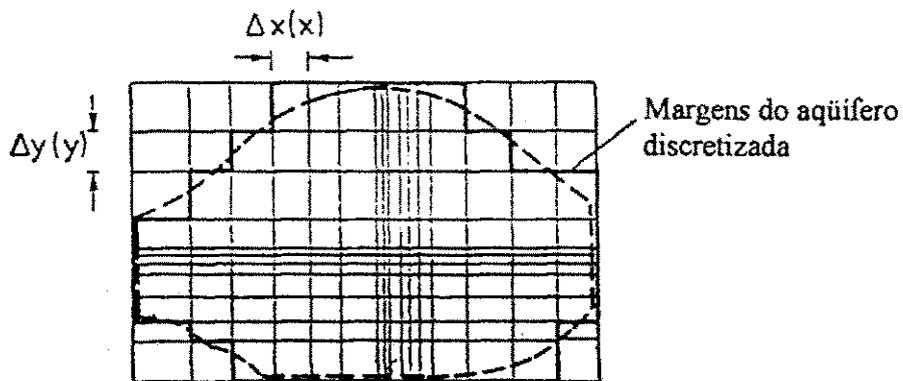


Figura 6b : Discretização para uma área retangular com elementos variáveis

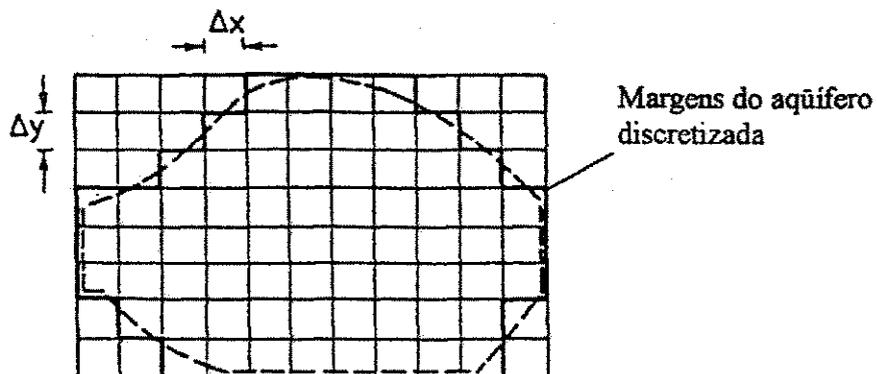


Figura 6c : Discretização para uma área retangular com elementos de trechos iguais (KINZELBACH, 1986)



$$\begin{aligned}
Q_{30} &= \frac{\Delta x \cdot T_{30} (h_3 - h_0)}{\Delta y}; \\
Q_{40} &= \frac{\Delta y \cdot T_{40} (h_4 - h_0)}{\Delta x}; \\
Q_E &= q_{0E} \cdot \Delta x \Delta y; \\
Q_I &= q_{0I} \cdot \Delta x \Delta y; \\
Q_L &= L_0 \cdot (h_1 - h_0) \cdot \Delta x \Delta y; \\
Q_S &= S_0 \left( \frac{\Delta x \Delta y}{\Delta t} \right) \cdot (h_0(t + \Delta t) - h_0(t));
\end{aligned}
\tag{2.18}$$

com uma transmissividade calculada entre os respectivos nós vizinhos, por exemplo:

$$T_{10} = \frac{2 \cdot T_1 \cdot T_0}{(T_1 + T_0)};
\tag{2.19}$$

Este valor de transmissividade é o valor médio harmônico, o qual tem uma vantagem prática para definir os contornos impermeáveis da área em relação ao valor médio aritmético:

$$T_{10} = \frac{(T_1 + T_0)}{2};
\tag{2.20}$$

Em geral, deve ser utilizada a média harmônica (KINZELBACH, 1986). Esta vantagem se verifica principalmente nos limites de fronteira com áreas de transmissividades diferentes.

Colocando todos os termos da Equação 2.18 na expressão do balanço hídrico da Equação 2.19, recebe-se depois do reagrupamento e da divisão pela área ( $\Delta x \cdot \Delta y$ ) a equação do fluxo bidimensional, expressa pelos volumes finitos :

$$\begin{aligned}
S_0 \cdot \frac{h_0(t + \Delta t) - h_0(t)}{\Delta t} = & T_{10} \cdot \frac{h_1(t') - h_0(t')}{\Delta y^2} + T_{20} \cdot \frac{h_2(t') - h_0(t')}{\Delta x^2} + T_{30} \cdot \frac{h_3(t') - h_0(t')}{\Delta y^2} + \\
& + T_{40} \cdot \frac{h_4(t') - h_0(t')}{\Delta x^2} + q_0; \quad (2.21)
\end{aligned}$$

e fazendo as seguintes transformações:

$$\begin{array}{llll}
0 \rightarrow (i, j) & h_0 \rightarrow h_{i,j} & & S_0 \rightarrow S_{i,j} \\
1 \rightarrow (i, j-1) & h_1 \rightarrow h_{i,j-1} & T_{10} \rightarrow T_{J_{i,j-1}} & q_0 \rightarrow q_{i,j} \\
2 \rightarrow (i+1, j) & h_2 \rightarrow h_{i+1,j} & T_{20} \rightarrow T_{I_{i,j}} & \\
3 \rightarrow (i, j+1) & h_3 \rightarrow h_{i,j+1} & T_{30} \rightarrow T_{J_{i,j+1}} & \\
4 \rightarrow (i-1, j) & h_4 \rightarrow h_{i-1,j} & T_{40} \rightarrow T_{I_{i-1,j}} & (2.22)
\end{array}$$

com  $i = 1, 2, \dots, Nx$        $j = 1, 2, \dots, Ny$ ;

Obtém-se  $Nx \cdot Ny = N$  equações lineares do tipo da Equação 2.23 para determinar as  $N$  variáveis desconhecidas  $h_{i,j}(t + \Delta t)$ .

$$\begin{aligned}
S_{i,j} \frac{h_{i,j}(t + \Delta t) - h_{i,j}(t)}{\Delta t} = & T_{J_{i,j-1}} \frac{h_{i,j-1}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta y^2} + T_{I_{i,j}} \frac{h_{i,j+1}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta x^2} + \\
& + T_{J_{i,j}} \frac{h_{i,j+1}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta y^2} + T_{I_{i-1,j}} \frac{h_{i-1,j}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta x^2} + q_{i,j}; \quad (2.23)
\end{aligned}$$

### 2.2.3.2 - Método Explícito

Em primeiro lugar, tem que ser definido o tempo  $t'$ , o qual é um tempo intermediário no intervalo de tempo  $(t, t + \Delta t)$ . Usando a aproximação por diferença progressiva para o tempo, no caso  $t' = t$  colocado na Equação 2.23 e resolvida para  $h_{i,j}(t + \Delta t)$  obtém-se a solução explícita para a variável não conhecida  $h_{i,j}(t + \Delta t)$  :

$$h_{i,j}(t + \Delta t) = h_{i,j}(t) + \frac{\Delta t}{S_{i,j}} \cdot \left( \begin{aligned} & TJ_{i,j} \frac{h_{i,j-1}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta y^2} + TI_{i,j} \frac{h_{i+1,j}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta x^2} + \\ & TJ_{i,j} \frac{h_{i,j+1}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta y^2} + TJ_{i-1,j} \frac{h_{i-1,j}(t') - h_{i,j}(t')}{\Delta x^2} + q_{i,j} \end{aligned} \right); \quad (2.24)$$

onde os índices subscritos referem-se às coordenadas espaciais e os índices sobrescritos referem-se ao tempo.

A solução explícita, apesar de facilmente programável em um computador, apresenta grande desvantagem em intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) muito grande. O intervalo de passos de tempo na simulação não-estacionária têm que ser muito pequeno para ser garantida a estabilidade durante o procedimento de cálculo. O critério de Neumann:

$$\frac{T}{S} \left( \frac{\Delta t}{\Delta c^2} + \frac{\Delta t}{\Delta y^2} \right) \leq \frac{1}{2}; \quad (2.25)$$

tem que ser considerado para cada nó. Por causa disto, é necessário executar a simulação numérica com excessivo número de passos de tempo para chegar ao tempo final da simulação.

### 2.2.3.3 - Método Implícito

No método implícito, o valor da carga hidráulica num certo instante depende apenas do valor no instante anterior, considerado já conhecido. A derivada é avaliada em algum ponto entre um intervalo de tempo e o intervalo seguinte. Na equação 2.23, colocando-se  $t' = t + \Delta t$  que apresenta depois do reagrupamento uma equação linear acoplada, na qual é contida o termo desconhecido  $h_{ij}(t + \Delta t)$  implicitamente, ou seja, recebe-se uma solução implícita:

$$\begin{aligned}
& h_{i-1,j}(t + \Delta t) \cdot \frac{TI_{i-1,j}}{\Delta x^2} + h_{i,j-1}(t + \Delta t) \cdot \frac{TJ_{i,j-1}}{\Delta y^2} + \\
& + h_{i,j}(t + \Delta t) \cdot \left( -\frac{TI_{i-1,j}}{\Delta x^2} - \frac{TI_{i,j}}{\Delta x^2} - \frac{TJ_{i,j-1}}{\Delta y^2} - \frac{TJ_{i,j}}{\Delta y^2} - \frac{S_{i,j}}{\Delta t} \right) + \\
& + h_{i+1,j}(t + \Delta t) \cdot \frac{TI_{i,j}}{\Delta x^2} + h_{i,j+1}(t + \Delta t) \cdot \frac{TJ_{i,j}}{\Delta y^2} = -q_{i,j} - S_{i,j} \cdot \frac{h_{i,j}(t)}{\Delta t};
\end{aligned}
\tag{2.26}$$

Na prática será assumido um valor médio para o tempo  $t'$ , aplicando o esquema de Crank & Nicholson da forma:

$$h_{i,j}(t') = (1 - \theta) \cdot h_{i,j}(t) + \theta \cdot h_{i,j}(t + \Delta t); \tag{2.27}$$

Onde:

$\theta = 0$  (solução explícita)

$\theta = 1$  (solução implícita)

$\theta = 0,5$  (solução devido a Crank & Nicholson)

O método completamente implícito também é incondicionalmente estável, porém ao se usar algum método iterativo para resolução do sistema de equações, exige geralmente bem maior número de iterações que o Crank - Nicholson para a mesma tolerância.

Em geral, será utilizado sempre um algoritmo para a solução implícita, com o objetivo de garantir a estabilidade durante o procedimento de cálculo numérico.

Recebe-se afinal um sistema de equações lineares de dimensão  $N*N$  na forma da seguinte equação :



$$h_{i,j}^{n+1} = h_{i,j}^n + \Delta h_{i,j};$$

mesmo com a introdução de fatores de relaxação para acelerar a taxa de *convergência*

$$h_{i,j}^{n+1} = h_{i,j}^n + R\Delta h_{i,j};$$

onde:  $R$  é o fator de *relaxação* ( $1 < R < 2$ ) e  $\Delta h_{i,j}$  é a *correção* depois de  $n$ -ciclos.

No método IADI não são corrigidos todos os elementos da matriz, mas o processo é acelerado através da resolução sequencial das equações ao longo de linhas horizontais e verticais. Consequentemente, uma sucessão de sistemas *tridiagonais*, cujos algoritmos de resolução são bastante simples (Algoritmo de *Thomas*) deve ser resolvido recursivamente. A taxa de *convergência* é assim muito mais elevada que no método de *Gauss-Seidel*.

No método PCG, o sistema de equações *lineares* é formulado como problema de otimização, na forma de equações matriciais (equação 23).

$$[A] \cdot \{h\} = \{b\}; \quad \text{ou} \quad [A] \cdot \{h\} - \{b\} = 0;$$

transforma-se em uma equação matricial da forma:

$$y = \frac{1}{2} \{h'\} [A] \{h\} - \{h'\} \{b\};$$

como pode ser verificado pela diferenciação.

O procedimento de *otimização* é um processo *iterativo*, procurando o vetor da variável desconhecida  $h$  para fazer a equação:

$$y = \frac{1}{2} \{h'\} [A] \{h\} - \{h'\} \{b\} \rightarrow \text{mínimo};$$

Começamos com o vetor *inicial* de  $h$ , o processo procura o *gradiente* para localizar a menor área multidimensional definida pelos parâmetros do problema. Os passos da descida nos valores da superfície multidimensional são executados em direções ditas *conjugadas* que garante que os progressos ao achar os mínimos não serão destruídos pela iteração consecutiva. O procedimento PCG é ideal para problemas com grande número de nós. A única condição é que a matriz de coeficientes  $a_{i,k}$  seja *simétrica*, o que sempre ocorre no caso de problemas de fluxos.

Para se ter confiança em um certo esquema numérico de aproximação, no sentido de garantir que a solução obtida com o método numérico representa uma aproximação razoável da solução exata do problema matemático, é necessário que o método utilizado apresente propriedades de *consistência*, *convergência* e *estabilidade*. A *consistência* está relacionada com a aproximação do sistema *contínuo* de equações por um sistema *discreto* de diferenças finitas. Um esquema de diferenças finitas é dito *consistente*, quando as diferenças *espaciais* e *temporais* tendem a zero.

A *convergência* ocorre quando a solução de um método aproximado tende para a solução *exata* da equação diferencial à medida que as diferenças finitas diminuem.

A *estabilidade* é uma propriedade relacionada, basicamente, com o esquema de integração do tempo. Quando um método numérico qualquer é *instável*, uma pequena perturbação, tal como um *erro de truncamento*, tende a crescer à medida que o processo de cálculo avança no tempo. Todas as soluções *implícitas* são incondicionalmente *estáveis*. Apenas a solução *explícita* é condicionalmente *estável* e deve obedecer o *critério de Neumann* em cada nó.

#### 2.2.4 - Barragens Submersas

A barragem submersa é toda e qualquer estrutura que objetive barrar o fluxo subterrâneo de um aquífero preexistente (SANTOS, J.P. & FRANGIPANI, A., 1978). Este tipo de obra permite um aproveitamento mais racional da água subterrânea contida em aluviões, os quais são precariamente explorados através de cacimbas, que muitas vezes chegam a secar durante a ocorrência de estiagens prolongadas e/ou apresentam altos índices de salinização.

Apesar de comum e bastante antigo no Nordeste brasileiro, o plantio de culturas de subsistências, em barragens submersas, pouco se sabe sobre suas potencialidades como alternativa de exploração agrícola no semi-árido. Os poucos estudos relacionados com o assunto, referem-se a trabalhos realizados em vazantes de açudes e leitos de rios. Contudo, para a maioria dos autores, a utilização de barragens submersas viabilizou a exploração agrícola em muitas áreas potencialmente agricultáveis das pequenas e médias propriedades do semi-árido, que não dispõem de recursos hídricos suficientes para a irrigação convencional (BRITO et al, 1989).

(MACIEL & SILVA, 1984) relataram a existência de barragens submersas exploradas por agricultores há dezenas de anos no Nordeste. Estas barragens, segundo os autores, foram construídas em leitos de rios temporários, com septo impermeável formado de pedras rejuntadas com argamassa de cimento e areia, núcleos de argila compactada ou de tijolos com argamassa de cimento ou cal, tendo como principal atividade agrícola o plantio de forrageiras.

Os primeiros trabalhos visando o uso desta técnica para o aproveitamento da água subterrânea, foram realizados em Santo Antônio, na Califórnia, por volta de 1895. (TIGRE, 1949).

A tecnologia para construção das barragens submersas foi divulgada internacionalmente pela UNESCO, em 1951, através do "Projeto Maior para a Zona

Árida”, que sintetizou técnicas usualmente empregada por vários países em obras deste tipo. (BENVENUTO & POLLA, 1982). Em 1954, a instalação da “Missão de Hidrogeologia para o Nordeste” da UNESCO, no Recife, colaborou para a divulgação desta tecnologia no Brasil, porém quase não se implementaram obras deste tipo, com exceção, da construção de uma barragem subterrânea no rio Trici, na cidade de Tauá - CE, duas no rio das Cobras e duas no rio dos Quintos, na bacia do Seridó - Rio Grande do Norte.

As barragens submersas podem ser classificadas em :

- barragens de captação ;
- barragens de acumulação de areia ou sedimentação, e
- barragens de captação-acumulação.

A barragem de captação intercepta o fluxo subterrâneo buscando a elevação do nível hidrostático do lençol freático facilitando o posicionamento da tomada d'água e sua conseqüente captação, seja ela executada por bombeamento ou por adução.

A barragem de acumulação de areia ou sedimentação intercepta totalmente o fluxo subterrâneo e não se executa a captação, pois a barragem aflora de 1 a 2 metros à superfície criando um pequeno lago que permite a cultura agrícola ao longo da bacia umedecida nos períodos de estiagem. Essa cultura deve ser adequada e decorrente do estudo da estrutura do solo formado. Estes tipos de barragens são construídas para recuperação de terras erodidas. A deposição dos sedimentos reconstitui a terra permitindo o desenvolvimento da agricultura.

A barragem de acumulação-captção, que é barragem subterrânea autêntica (PEREIRA, 1959), consiste na combinação das duas precedentes, conjugando suas respectivas técnicas e acumulando suas finalidades. O muro intercepta totalmente o “under-flow”, elevando-o até uma cota que previna a evaporação e que permita uma saída favorável à utilização por gravidade, o que pode ser também realizado por

bombeamento. Ainda segundo o mesmo autor, este tipo de barragem não aflora, é pois completamente enterrada.

Segundo (PEREIRA, 1959) ainda existe outras construções subterrâneas, além das já citadas e bastantes confundidas. Como exemplo o autor cita a barragem de aluvionamento, barragem quebra-torrente e barragem vau-vertedouro.

As barragens quebra-torrente são adotadas para facilitar a infiltração em terrenos vulcânicos fissurados, evitando que a enxurrada desça com violência, e cuja acumulação se pretende aproveitar com maior rendimento.

A barragem vau-vertedouro é um aterro-barragem que permite verter pelo coroamento, o qual se confunde com o próprio leito da estrada. Só pode ser empregada em rodovias muito secundárias, em cursos d'água de zona árida, isto é, de regime intermitente.

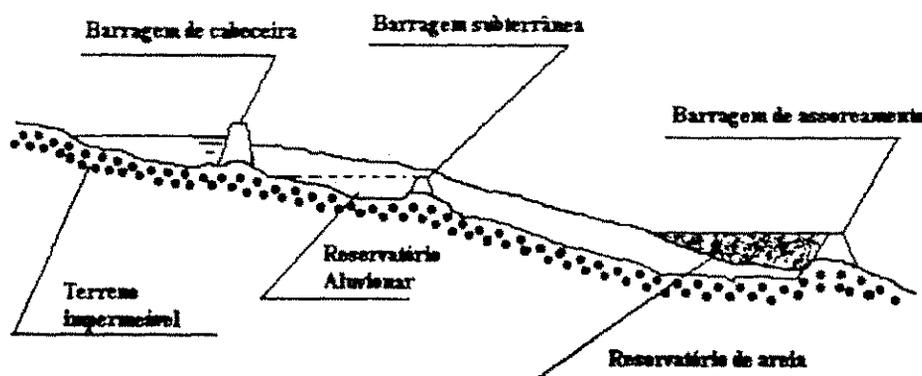
As barragens de aluvionamento (como exemplo, a barragem B<sub>1</sub> na nossa área de estudo) é bem definida no item 3.2.

Segundo vários autores as vantagens da aplicação da alternativa "barragem subterrânea" são as seguintes :

- Pequena perda de água por evaporação ;
- Não alagamento das terras que passam a ter o cultivo beneficiado pela elevação do lençol freático ;
- Pequeno custo de construção e manutenção ;
- Não agressão ao meio ambiente ;
- Não possui o problema de sofrer assoreamento ;
- A qualidade da água é melhor quando comparada àquela reservada a céu aberto.

Quanto as desvantagens, os autores citam :

- Risco de salinização, caso não seja projetado sistemas de drenagens que, mesmo em áreas com razoável potencial de salinização, viabilizam a utilização do sistema sem aumentar excessivamente o custo do projeto.
- Outra desvantagem apontada na utilização das barragens subterrâneas é quanto ao pequeno volume de acumulação nos aquíferos superficiais. Porém, segundo vários autores, esta desvantagem pode ser solucionada por um sistema integrado de algumas barragens sucessivas que facilmente superaria este problema (Figura 8).



**Figura 8 : Sistema com barragem de cabeceira e barragens subterrâneas sucessivas (UEHARA et alii, 1981)**

Embora os aquíferos artificiais criados pelas barragens subterrâneas tenham uma capacidade limitada, seu aproveitamento é quase total, devido às insignificantes perdas por evaporação, atendendo de forma satisfatória as necessidades de uso doméstico ou de pequena comunidade (MONTEIRO, 1984).

A situação ideal para a implantação de uma barragem subterrânea é a existência de aluvião arenoso no qual o nível de água esteja muito baixo durante o período seco e que a qualidade da água seja boa para o consumo a que se destina.

Dentre as várias situações em que a barragem é inviável, além da má qualidade da água, podem ser citadas as seguintes :

- Reduzida espessura do depósito aluvial
- Existência de “soleiras” naturais do embasamento cristalino
- Presença do nível d’água próximo à superfície ou aflorante
- A calha menor é estreita e profunda em relação à calha maior
- O depósito aluvial é predominantemente de material siltico-argiloso

### 3 - A Região de Estudo

A bacia do rio Seridó, sub-bacia do rio Piranhas, está situada uma parte no estado da Paraíba e outra no vizinho estado do Rio Grande do Norte. Sua superfície no estado da Paraíba é de 3.396 Km<sup>2</sup> e se divide em duas partes denominadas Setor Leste e Setor Oeste. Dentro do estado da Paraíba a bacia do Seridó limita-se hidrograficamente com a bacia do Jacu/Curimataú a leste, com as bacias do Espinharas e do Taperoá ao sul e com a do Médio Piranhas a oeste (Figura 9).

Trata-se de uma das áreas mais secas do estado, com precipitação média anual em torno de 500 mm/ano ( SUDENE, 1985 ), e uma estação seca que pode atingir até 10 meses. O período mais intenso das chuvas ocorre de fevereiro a junho. O clima caracteriza-se por uma irregularidade pluviométrica acentuada que depende das massas de ar oriundas do litoral e do oeste. Da intensidade de penetração dessas massas de ar depende o período chuvoso da região que se concentra apenas em dois ou três meses. Os principais dados hidroclimáticos desta região estão colocados abaixo (Tabela 1).

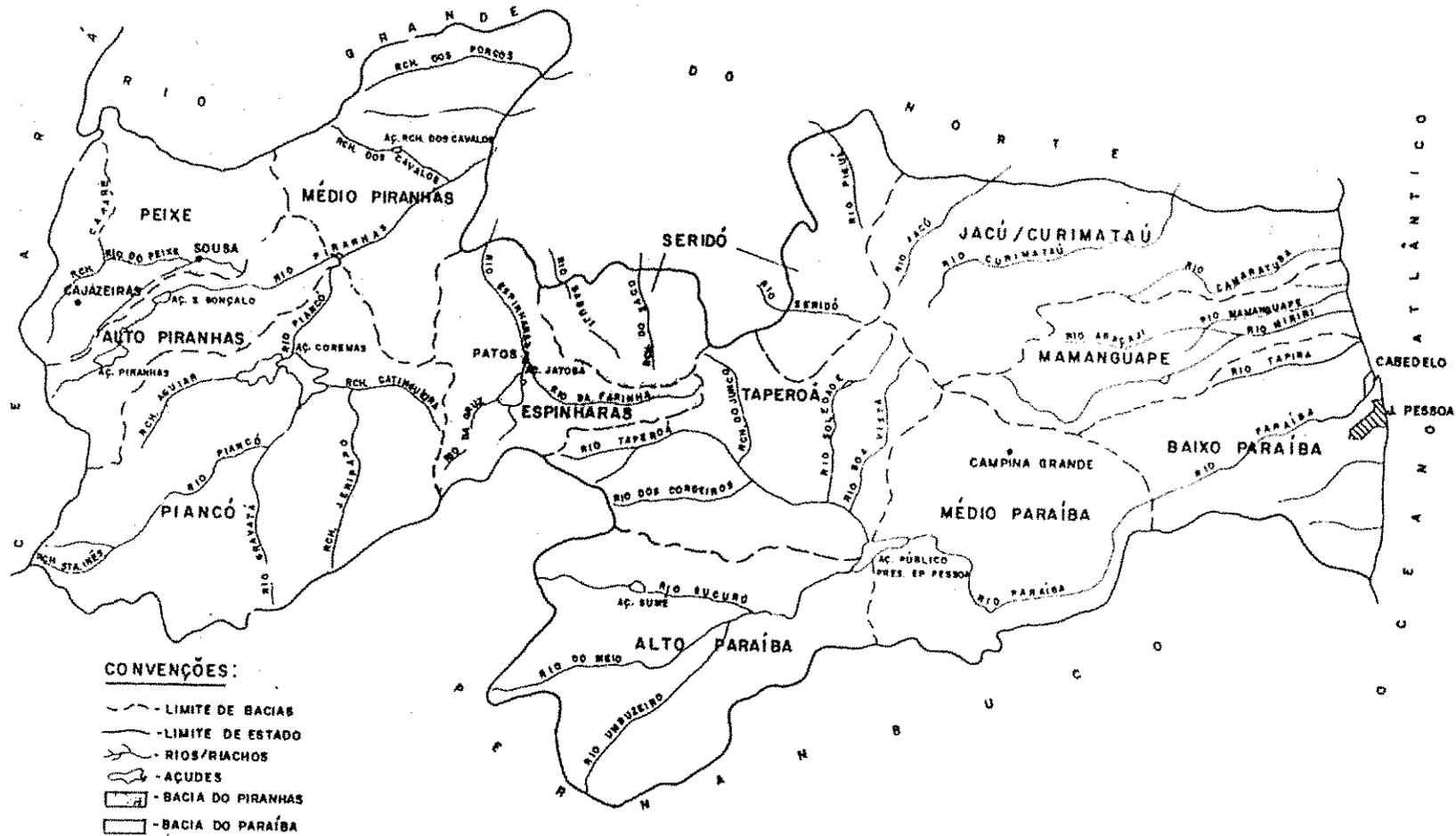


Figura 9 : Bacias Hidrográficas do Estado da Paraíba (Fonte: Atecci, 1985)

**Tabela 1 : Dados hidroclimáticos da sub-bacia do Seridó (Fonte : SUDENE, 1985)**

Componentes	Jan.	Fev.	Março	Abril	Maior	Junho	Julho	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	Anual
Temperatura, (° C)	27,9	27,3	26,9	26,8	26,5	25,6	25,6	25,7	27,1	28,0	27,7	27,8	26,9
Umidade relativa do ar (%)	47,0	53,0	60,0	57,0	54,0	51,0	48,0	44,0	42,0	41,0	42,0	44,0	48,6
Insolação média mensal (horas/dia)	8,7	8,1	7,6	7,9	8,4	8,4	8,8	9,5	9,4	9,7	9,0	9,1	8,7
Velocidade do vento (m / s)	2,1	1,8	1,4	1,0	1,1	1,4	1,8	1,9	2,4	2,5	2,3	2,2	1,8
Evaporação média mensal pot (mm)	331,0	269,0	255,0	215,0	222,0	220,0	258,0	314,0	325,0	357,0	343,0	342,0	3451
Pluviometria média mensal (mm)	44,5	102,7	157,1	130,6	43,0	15,1	8,1	1,7	1,0	3,4	8,9	19,9	536,0

A maioria destes dados foram estimados a partir da estação climatológica de Patos -

B.

Os dados de evaporação potencial ( $E_p$ ) da tabela I apontam que o total médio anual é bastante elevado (3.450,7 mm), alcançando o pico no mês de outubro, quando a evaporação atinge a cifra de 357,5 mm. É importante observar que a evaporação real ( $E_r$ ) na região de estudo corresponde a um total de aproximadamente de 2070 mm, uma vez que a evaporação potencial medida no tanque classe A é multiplicada por um fator de (0,6), típico da região Nordeste.

Observa-se na região da bacia do Seridó que o trimestre mais chuvoso corresponde período de fevereiro a abril e, este trimestre é responsável por cerca de 68 % do total acumulado ao longo do ano na região de estudo. Em anexo está apresentado a pluviometria diária mensal no posto de Santa Luzia - PB durante o período de 1950 a 1996 (Tabela A, Anexo I), no qual servem para análise mais adiante no capítulo de barragens submersas.

### **- O Aquífero Selecionado**

O aquífero selecionado tem aproximadamente 22 km de comprimento total e uma largura que varia em geral de 90 m até máximo de 310 m (Figura 10).



**Figura 10 : Vista geral do aluvião em estudo em direção jusante a partir da ponte na BR 230.**

A hidrografia na área de estudo é representada pelos riachos : São Gonçalo, Saco do Coité e Chafariz. Durante os meses de janeiro a maio, com a ocorrência das precipitações, as águas desses riachos afluem unindo-se à montante da barragem do açude público que abastece a cidade de Santa Luzia - PB, com capacidade para armazenar  $15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  (Figura 11).

O relevo da sub-bacia em estudo é representado por características variáveis. Esta área tem pequenas variações de relevo e com algumas interrupções do tipo "inselberg". A bacia é cercada ao norte pela serra da Cabaça, com 589 m de altitude, a leste pelo planalto da Borborema, e ao sul pelas serras do Tubira, riacho do Fogo e do Pilãozinho, com 662 m, 427 m, e 476 m de altitude, respectivamente. A oeste fica a abertura da planície, onde foi construída a rodovia BR 230. O perfil longitudinal do vale do riacho Chafariz mostra o relevo topográfico da região de estudo (Figura 12), indicando uma variação bastante acentuada a partir da serra da Borborema (ponte C) até o limite a montante do trecho selecionado para estudo (ponto B).



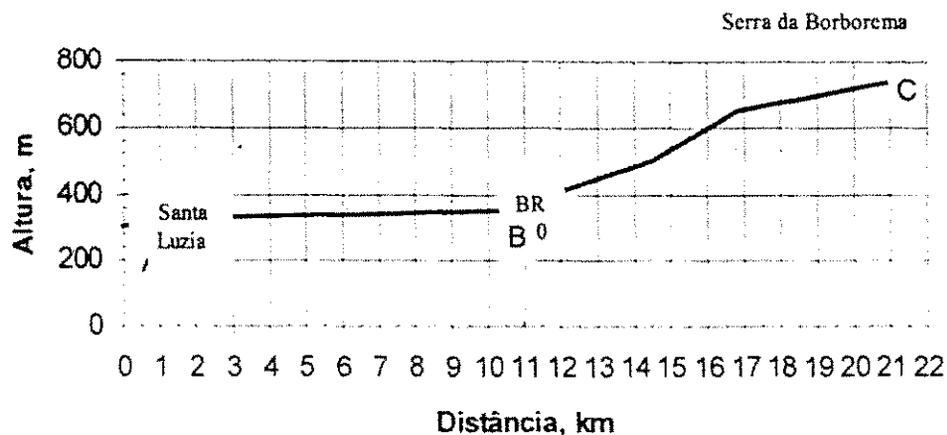


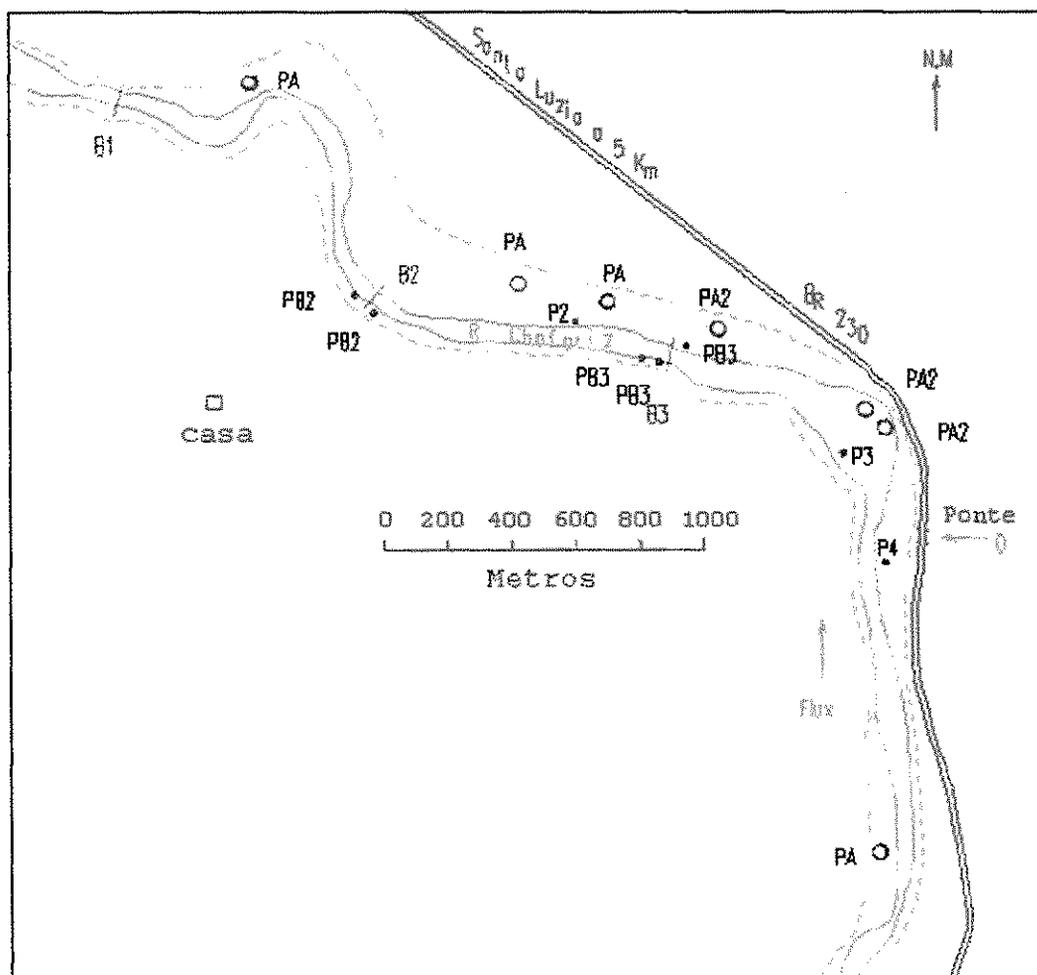
Figura 12 : Perfil topográfico longitudinal do riacho Chafariz (Fonte : MONTEIRO, 1997)

A área de estudo limitou-se em um comprimento parcial de cerca de 5 km de extensão, do total de 22 km do riacho Chafariz, com fronteira montante a partir do poço Amazonas PA<sub>3</sub> e fronteira a jusante por um vertedor de barragem B<sub>1</sub>, com cerca de 2 m de altura, existente no leito do riacho (Figura 13).

O aluvião é constituído por uma estreita faixa de depósitos cársticos ao longo do riacho Chafariz. Ao longo da ponte, perto da BR 230 o aquífero é recarregado pelo rio São Gonçalo.

De 1986 a 1987 foram realizadas sondagens elétricas verticais e mecânicas na área de pesquisa. Estes estudos revelaram uma espessura muito irregular variando na faixa de 1 m a 10 m, no máximo até o embasamento cristalino representados por Migmatitos Pré-Cambrianos (VITORINO, 1991). Indicando ainda uma seqüência aluvial relativamente homogênea de areias média a grossa com poucas intercalações argilosas. A margem direita, passa por um terraço espesso 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 provenientes das serras que cercam a planície. Já a margem esquerda mostra em muitos lugares o cristalino aflorante que passa de uma planície à serra.

Nesta área de estudo o uso da terra é feito para fins agrícolas através de poços amazonas bombeados para agricultura de subsistência. Há agricultura de subsistência de feijão, milho, algodão, batata, macaxeira e hortaliças. Existe agricultura de frutas, tais como : mangueira, laranjeira, cajueiro, goiabeira, bananeira, pinha, melancia, melão, mamão, dentre outras. Nas hortaliças podemos citar : tomate, pimentão, coentro, alface, cebola, alho e pepino.



### Legenda

- |                            |  |
|----------------------------|--|
| — Riacho Chafariz          | ○ Poço amazonas (PA)                                       |
| ..... Aluvião              | o Piezômetros  |
| — BR 230                   | □ Casa (instalado o pluviômetro)                           |
| — Bi (Barragens submersas) | PA <sub>0</sub> - B <sub>1</sub> (Perfil BA' da figura 11) |

**Figura 13** : Mapa do aquífero em estudo, obtido por restituição aerofotogramétrica (Escala de 1:20.000)

A geologia geral da região em estudo é composta por rochas antigas que predominam no complexo cristalino, formando o complexo Gnáissico-Migmatítico-Granítico de idade Arqueozóica que é afetado por intrusões de rochas magmáticas do Proterozóico. Também do Proterozóico, discordante sobre os terrenos Arqueozóicos e formando faixas orientadas SW-NE que é a seqüência constituinte da Formação Seridó com Micaxistos. Quaternários que existem como cobertura aluvial sobre o embasamento cristalino com o máximo de 10 metros de espessura ( ATLAS GEOGRÁFICO, 1985 e MAPA GEOLÓGICO DA PARAÍBA, 1982).

### 3.2 - Barragens existentes na Área de Estudo

Na extensão da área de estudo existem três barragens (vide Figura 12).  $B_2$  e  $B_3$  estão soterradas e  $B_1$  está soterrada à montante e totalmente superficial à jusante. Estas barragens foram inicialmente construídas por um morador da região em 1952 e terminadas em 1954.

A construção dessas três barragens ao longo do riacho Chafariz, teve como pressupostos as seguintes situações :

- Como já citado anteriormente, a tecnologia divulgada internacionalmente pela UNESCO, em janeiro de 1951, através do "Projeto Maior para a Zona Árida".
- Analisando também os dados pluviométricos no Município de Santa Luzia, onde está situado a área de estudo (Vide Tabela A, no Anexo I), verifica-se que o ano de 1951 foi um dos anos mais secos da região, com um índice pluviométrico bem abaixo do normal, e ainda continuando uma seca nos anos seguintes à construção dessas barragens no local em estudo.

As barragens submersas  $B_2$  e  $B_3$  foram inicialmente construídas como barragens de acumulação de areia, também chamada de barragem de sedimentação ou barragem de assoreamento. Ver na Figura 12 a localização exata destas no aquífero em estudo. Estas

barragens B<sub>2</sub> e B<sub>3</sub>, são feitas em estágios sucessivos de tal modo que provoque a deposição de material, predominantemente arenoso à montante. Após construídas elas a cada ano teriam que ter sido novamente aumentadas para continuarem o seu processo de acumulação de aluvião e aumento do nível freático. Dependendo do regime pluviométrico da região e da capacidade de carga do rio em questão, uma barragem dessa poderá por assoreamento, propiciar espessuras aluviais da ordem de 8 a 10 m, em questão de 10 a 15 anos, em 3 a 5 etapas de construção (COSTA, 1984).

Ainda segundo (COSTA, 1984), as principais medidas que deverão ser tomadas nestes tipos de barragens são :

a) construção da parede por etapas. Inicialmente levanta-se uma parede com cerca de 1m de altura e quando a barragem estiver totalmente assoreada, aumenta-se de mais 1m e assim sucessivamente, tomando-se o cuidado de iniciar com uma base mais larga para ir diminuindo nas etapas seguintes, na forma de um tronco de pirâmide (seção da parede).

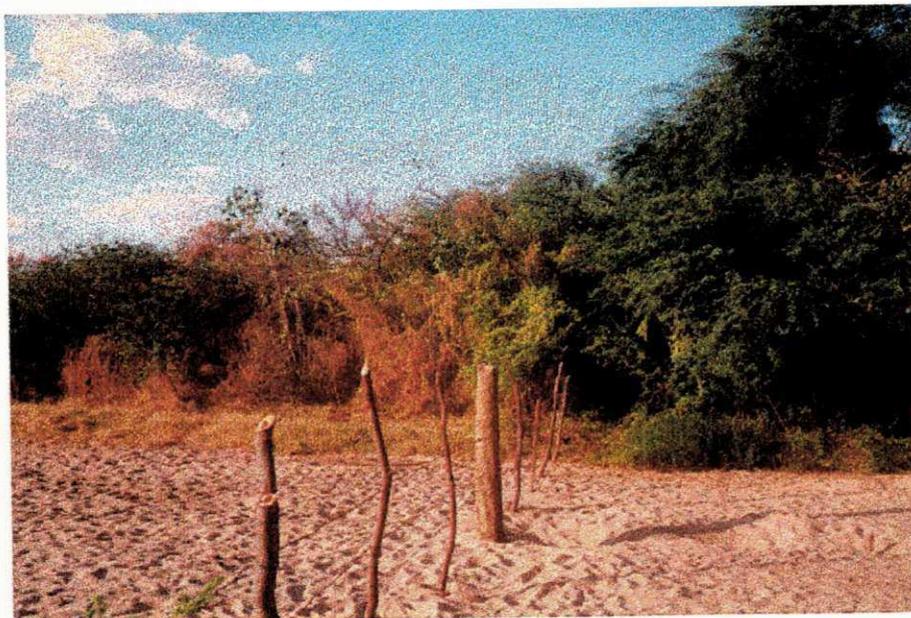
b) a parede não pode ser totalmente vedada, mas possuir septos ao longo do seu corpo. Esses septos permitirão a circulação da água e impedirão a sedimentação restrita de finos. Na medida que o assoreamento for evoluindo, os septos vão sendo vedados, de baixo para cima, até chegar ao cimo da parede, encerrando-se assim aquela etapa de construção.

c) medidas de proteção à salinização devem ser tomadas simultaneamente com o processo construtivo da barragem. Se forem construídas comportas, estas devem acompanhar toda a subida da parede e se forem construídos poços amazonas (nesse caso são preferenciais com relação aos tubulares) à montante da barragem, também devem ser edificados a medida que o depósito aluvial vá sendo aumentado.

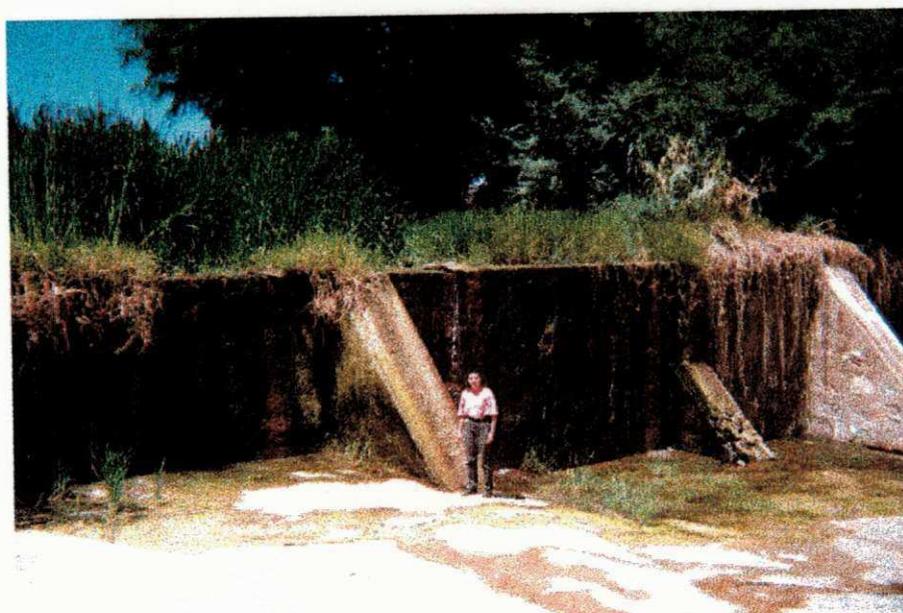
Atualmente, estas barragens foram submersas após a construção pelo assoreamento do solo e funciona como uma autêntica barragem subterrânea (Figura 14).

A barragem  $B_1$  é característica de uma barragem de aluvionamento. Essa barragem está localizada na parte limite à jusante da nossa área de estudo. Ver na Figura 12 a localização da mesma ao longo do aluvião.

Estes tipos de obra são usadas na agricultura de regiões pobres de terrenos cultiváveis e com rios de regime intermitente (PEREIRA, 1959). A técnica empregada é a construção de um muro de alvenaria seca atravessando o vale de margem a margem, onde retém as matérias sólidas trazidas pelas cheias, ocorrendo a sedimentação à montante do muro, criando dessa maneira um aluvionamento artificial. No período de estio a cultura é feita sobre o novo solo. No inverno seguinte nova camada é acrescida, quando atingir a altura do muro, este será elevado para permitir continuar o processo, resultando por fim unilateralmente enterrado. Esta barragem  $B_1$  está completamente assoreada à montante, porém a sua parte à jusante não se encontra assoreada (Figura 15).



**Figura 14 : Efeito da vegetação a montante e jusante da barragem submersa B<sub>2</sub> em agosto/96.**



**Figura 15 : Barragem de aluvionamento B<sub>1</sub> na saída do aquífero em estudo em agosto/96.**

## 4 - MODELAGEM DO AQÜÍFERO ESTUDADO

### 4.1 - O Programa Computacional Adotado

O programa computacional para a modelagem de fluxo subterrâneo adotado neste trabalho foi o Processing Modflow para Windows - **PMWIN** (CHIANG & KINZELBACH, 1986), no qual é uma das várias versões existentes do programa clássico **MODFLOW** (McDONALD & HARBAUGH, 1988) do mercado de *Environmental Software*.

*Processing Modflow for Windows* (**PMWIN**) é um sistema de simulação para modelar fluxos de águas subterrâneas e processos de transporte por diferenças finitas tridimensionais (3-D) com o modelo **MODFLOW** de águas subterrâneas do *U.S. Geological Survey* (MCDONALD et al., 1988), o modelo de rastreamento de partículas (*the particle tracking model*) **PMPATH** para *Windows* (CHIANG, 1994) ou **MODPATH** (POLLOCK, 1988, 1989, 1994), o modelo de transporte de solutos (*the solute transport model*) **MT3D** (ZHENG, 1990) e o modelo de estimação de parâmetros (*the parameter estimation program*) **PEST** (DOHERTY et al., 1994).

#### 4.1.1 - Características do PMWIN

É abordado neste capítulo as principais características do programa adotado, principalmente as que serviram de orientação para o desenvolvimento numérico do programa computacional para a área de estudo.

**PMWIN** é capaz de usar toda a memória disponível. Quase não há limite para o tamanho do modelo. **PMWIN** pode tratar modelos com até 80 camadas e 1000 períodos de *tensão de tempo*. Cada camada do modelo pode consistir de 2000 × 2000 células. A grade do modelo pode ser deslocado, rodado, refinado e superposto com até 5 mapas de informações geográficas. Dados de modelo podem ser especificados em três maneiras : a

primeira para cada célula individualmente, a segunda para regiões em formas de zoneamentos e a terceira diretamente por interpolador de campo como dados interpolados distribuídos irregularmente no modelo.

Vários programas adicionais são suportados pelo PMWIN. Os utilizados neste trabalho foram : o programa **Recharge (RCH1)** para simular uma recarga distribuída pontualmente e/ou superficialmente no topo da primeira camada do sistema aquífero; o programa **Evapotranspiration (EVT1)** para simulação dos efeitos da transpiração das plantas e evaporação direta ao remover água do regime saturado de águas subterrâneas; o programa **Horizontal Flow Barrier (HFB1)** para simular características geológicas finas e de baixa permeabilidade, como falhas verticais e neste trabalho a simulação de barragens submersas, que impedem o fluxo horizontal de águas subterrâneas; o programa **Time Variant Specified Head (CHD1)** para simulações de transientes onde permite células de carga constante tomar diferentes valores de carga para cada passo de tempo.

O calculador de balanços hídricos (*Water Budget Calculator*) para calcular balanços hídricos foi aperfeiçoado. Ele não apenas calcula o balanço de zonas especificadas pelo usuário mas também calcula a troca de fluxos entre zonas. Esta facilidade pode ser muito útil em muitos casos práticos. Isto permite ao usuário determinar exatamente o fluxo que passa por um contorno particular.

PMWIN fornece suporte compreensível para o parameter estimation program, PEST. Os usuários só necessitam definir as zonas de parâmetros e enviá-las para a lista de parâmetros. O objetivo do PEST é ajudar na interpretação de dados e na calibração do modelo. Se há medições em campo ou em laboratório, PEST pode ajustar os parâmetros do modelo baseado no método de mínimo quadrado da maneira que o somatório das residuais (diferença entre carga observada e calculada) quadradas ponderadas é minimal.

PMWIN fornece um poderoso extrator de resultados (*Result Extráctor*). Normalmente, os resultados da simulação do MODFLOW ou MT3D são salvos não

formatados (binários) e não podem ser vistos. Os arquivos de resultados de simulação não formatados incluem carga hidráulica, rebaixamento, termos de fluxo célula-a-célula, carga pré-consolidada, compactação, subsidência e concentração. O extrator de resultados permite ao usuário extrair resultados de simulação de qualquer período de *tensão hidrológica*, passo de tempo e camada e colocá-los em uma planilha de trabalho. Os usuários podem então ver os resultados ou salvá-los em arquivos de dados do tipo ASCII ou compatíveis com o SURFER.

O Interpolador de Campo **PMDIS** (*The Field Interpolator*). Os modelos numéricos de águas subterrâneas requerem parâmetros distribuídos superficialmente (tais como: condutividade hidráulica, cargas hidráulicas, elevações de camadas geológicas, etc.) atribuídos a cada célula ou elemento no domínio do modelo. Geralmente, o modelador obtém uma distribuição do parâmetro na forma de pontos de dados dispersos (irregulares). O programa **PMDIS** toma dados medidos e interpola os dados para cada célula do modelo. A grade do modelo pode ser espaçada irregularmente. Os resultados da interpolação são salvos e dependendo do método de interpolação e dos parâmetros de interpolação, os resultados podem ser ligeiramente diferentes. Os resultados da interpolação servem como dados de modelo como já citado acima da terceira maneira e podem visualizados em mapas de contorno.

**PMWIN** pode criar mapas de contorno (*Contour Maps*) ou plotagens de preenchimento sólido (*Solid Fill Plots*) dos dados de entrada e resultados de simulação. O preenchimento sólido pode utilizar a gama completa de cores RGB para preencher células com valores diferentes. Contornos podem ser adicionados a estas plotagens. Gráficos de qualidade de relatório podem ser salvos em uma variedade de tipos de arquivos, incluindo os tipos **SURFER**, **DXF**, **HPGL** e **BMP** (*Windows Bitmap*).

**PMWIN** pode exibir o desenvolvimento temporário de curvas de resultados de simulação incluindo cargas hidráulicas, rebaixamentos, concentrações, cargas pré-consolidadas, compactação da camada do modelo e a subsidência de um aquífero inteiro.

PMWIN pode simular os efeitos de poços, rios, drenos, contornos dependentes da carga, recarga e evapotranspiração. PMWIN também calcula a compactação elástica e inelástica de um aquífero devido às mudanças das cargas hidráulicas.

#### 4.1.2 - Dados de Entrada no PMWIN para Modelamento Estacionário

Os primeiros dados que o PMWIN solicita é a definição do número de camadas e a sua discretização. Neste trabalho fez-se um modelamento com uma camada tipo não confinada discretizada com uma grade de 60 elementos em direção  $x$  (número de linhas) com  $Dx = 50$  e 64 elementos em direção  $y$  (número de colunas) com  $Dy = 50$ , de acordo com o desenho de ambiente geográfico criado pela mesa digitalizadora usando a imagem de aerofoto (vide Figura 12).

As condições de contorno definiram a forma geométrica do aluvião, colocando o valor de 0 nos elementos impermeáveis nas fronteiras laterais delimitantes da área (condição de fluxo normal de valor igual a zero) e na entrada e saída do aluvião colocou-se o valor de -1 para definir a carga hidráulica constante (condição de carga constante). Para camadas não confinadas é opcional definir um topo de camadas. Foi colocado um valor constante de 100 metros (igual a maior cota topográfica da área de estudo). Para a base do aquífero foi escolhido o valor de 74 metros (igual a menor cota topográfica da área de estudo).

O PMWIN requer cargas hidráulicas iniciais no início de uma simulação de fluxo estacionário. Colocou-se valores de cargas hidráulicas constantes no contorno da saída ( $h = 75,264$  metros) e no contorno da entrada ( $h = 95,167$  metros), obtidos do levantamento topográfico do nível freático em intervalos a cada 100 metros (veja capítulo 4.2). As cargas hidráulicas iniciais em células de carga constante são mantidas constantes durante a simulação de fluxo. Os valores de condutividade hidráulicas horizontais e verticais da camada podem ser atribuídos de duas maneiras diferentes, dependendo da finalidade de simulação. Para a porosidade efetiva o PMWIN usa o programa MODPATH para calcular a velocidade média do fluxo por todo o meio

poroso. Foi usado um valor igual a 0,10 de acordo com os estudos já realizados anteriormente por (OLIVEIRA, 1992) e (MONTEIRO, 1997).

Para a solução estacionária foi usado apenas o pacote de barreira de fluxo horizontal (**Horizontal-Flow Barrier, HFB1**), simulando o efeito de nível freático à montante e jusante das três barragens existentes no aquífero em estudo. O pacote de fluxo de barreira horizontal simula características geológicas finas de baixa permeabilidade, como falhas verticais e paredes lamacentas, que impedem o fluxo horizontal de águas subterrâneas. Estas características geológicas são aproximadas como uma série de barreiras de fluxo horizontal situadas conceptualmente nos contornos entre pares adjacentes de células na grade de diferenças finitas.

A área de estudo foi simulada com um valor de quociente entre condutividade hidráulica ( $K$ ) e espessura ( $b$ ) de 0,5 metros para a camada da barreira da forma  $K' = K/b$  [1/s]. Foram usados os valores  $1 \cdot 10^{-6}$  ( $s^{-1}$ ) para a barragem  $B_1$  e o valor de  $1 \cdot 10^{-5}$  ( $s^{-1}$ ) para as barragens  $B_2$  e  $B_3$ .

Neste trabalho foi usado o programa de estimação de parâmetros (PEST) para ajustar a permeabilidade horizontal após ter feito o zoneamento da permeabilidade ao longo do aluvião.

Foi especificado a localização dos poços de observações em coordenadas de (X) e (Y) expressas em metros e seus respectivos valores de carga hidráulica (ver capítulo 4.2).

O valor importante da qualidade de otimização é representado pelo valor do parâmetro **phi** ( $\phi$ ), (somatório dos residuais ponderados quadrados que deve ser minimal). Os parâmetros ajustados e a lista dos valores observados e calculados são listados através do arquivo **PESTCTL.REC** que pode ser visto por um editor.

Para o objetivo de calcular o fluxo, foi selecionado um dos disponíveis

solucionadores de equações lineares no PMWIN. Após ter terminado o cálculo do fluxo, o resultado das cargas calculadas foi apresentado na forma matricial e visualizado em gráficos de isolinhas de contorno.

#### 4.1.3 Dados de Entrada no PMWIN para Modelamento Não-Estacionário

Para construir o modelo de fluxo não estacionário de águas subterrâneas da área em estudo primeiramente faz-se uma cópia do arquivo estacionário. Com isso, carrega o arquivo das cargas hidráulicas otimizadas obtido no modelamento estacionário para ser as cargas hidráulicas iniciais no modelamento não estacionário. Foram utilizadas nesta nova etapa os seguintes pacotes: **Recharge [RCH1]**, **Evapotranspiration [EVT1]** e **Time-Variant Specifield-Head [CHD1]**.

No programa, a Recarga [RCH1] é projetada para simular uma recarga bem distribuída para o sistema de águas subterrâneas. A aproximação de fonte distribuída geralmente apenas é apropriada para modelos de fluxo superficiais bidimensionais. Os dados estimados de recarga a partir dos dados de chuva estão colocados na tabela 10 no capítulo 5.

No programa, a Evapotranspiração [EVT1] é simulado da mesma como foi à recarga. A evapotranspiração pode ser atribuída à face de cima de uma célula ou tratada como um sumidouro distribuído. O programa simula os efeitos da transpiração das plantas e evaporação direta ao remover água do regime saturado de águas subterrâneas. Assim como a recarga, os dados estimados de evapotranspiração estão colocados também na tabela 10 no capítulo 5. O programa EVT1 é baseado nas seguintes suposições ;

- Quando o nível de água está na elevação ou acima da elevação da superfície da ET -  $h_s$ , a perda de evapotranspiração do nível de água está na taxa máxima de ET  $R_{ETM}$ ;

- Não ocorre evapotranspiração quando a profundidade do nível de água abaixo da elevação da superfície de ET excede a profundidade de extinção de ET  $d$  ;
- Entre estes dois extremos a evapotranspiração varia linearmente com a elevação da camada horizontal de água.

Estas suposições podem ser expressas em forma de equações como:

$$\begin{aligned}
 R_{ET} &= R_{ETM} & h > h_s \\
 R_{ET} &= 0 & h < h_s - d \\
 R_{ET} &= R_{ETM} \cdot \left[ \frac{d - (h_s - h)}{d} \right] & (h_s - d) \leq h \leq h_s
 \end{aligned}$$

Onde :

- Taxa máxima de ET (*Maximum ET rate*)  $R_{ETM}$  [ $L T^{-1}$ ]
- Elevação da Superfície ET (*Elevation of the ET surface*)  $h_s$  [L]
- Profundidade de Extinção de ET (*ET extinction depth*)  $d$  [L]
- Nível freático  $h$  [L]
- $R_{ET}$  [ $L^3 L^{-2} T^{-1}$ ] é a taxa de evapotranspiração por unidade de área de superfície do nível de água.

No programa de Carga Especificada Variante com o Tempo [CHD1], o PMWIN permite células de carga constante tomar diferentes valores de carga para cada passo de tempo. O pacote CHD1 não altera a maneira que os contornos de carga constante são formulados nas equações de diferenças finitas do MODFLOW.

#### 4.2 - Os Dados de Campo Necessários para o Modelo

No mês de agosto de 1996 foi dado início aos trabalhos para a obtenção dos novos dados de campo. Uma equipe com 7 (sete) componentes liderada pelo professor Dr. Hans Dieter Max Schuster partiu para o município de Santa Luzia para a coleta de

dados de campo.

#### 4.2.1 - Perfuração dos Poços

Foram perfurados através de uma perfuratriz manual com sistema de percussão e lavagem e auxílio de trados manuais oito poços piezométricos com tubos de revestimento com diâmetro de 2,5", até uma profundidade de 9 m (Figura 16). Foram escolhidos locais estratégicos para instalação dos poços piezométricos para observação dos níveis freáticos.



**Figura 16 : Vista frontal de uma perfuração (sondagem) com circulação de água com trado manual**

Os perfis das seções de sondagens das oito perfurações estão em anexo (Figuras : A, B, C, D, E, F, G e H, no Anexo 2).

A localização exata da barragem  $B_2$  e a suposta localização da barragem  $B_3$  foi encontrada com a ajuda de informações orais de moradores da área e a instalação dos poços foi feita em locais estratégicos, como jusante e a montante das respectivas barragens submersas. Junto com mais cinco poços amazonas já existentes foi localizado próximo ao poço amazonas  $PA_{2A}$  mais um poço amazonas ( $PA_{2C}$ ), ficaram 14 estações de observações distribuídas sobre a área de estudo no período de agosto/96 a março/97.

Em meados de março, utilizamos mais um outro poço amazonas novo construído pelos proprietários na área de estudo.

Para proteger os piezômetros contra animais foi feita uma proteção nos 8 (oito) piezômetros recém-instalados com o uso de estacas e arame farpado.

#### **4.2.2 - Levantamento Topográfico**

Foi realizado o levantamento topográfico da área de estudo para determinar a declividade da superfície do terreno ao longo do aquífero e medir a cota dos poços perfurados e amazonas.

No mês de dezembro de 1996 foi realizada mais uma semana de trabalhos de campo executando um segundo levantamento topográfico em mais detalhes e de confirmação do primeiro levantamento de agosto de 1996. Os dados topográficos da área de estudo (vide Figura 12) foram medidos ao longo do aluvião em cotas a cada 100 metros (Tabela B, no anexo I). Foram colocados também as distâncias dos piezômetros e poços amazonas com suas respectivas distâncias em relação a barragem B<sub>1</sub>, sua altura de boca em relação ao nível do terreno e suas profundidades até o cristalino (Tabela C, no anexo I).

#### **4.2.3 - Levantamento do Nível Freático nos Poços e Piezômetros Instalados**

Depois de todas as instalações dos piezômetros, foi iniciado o registro dos níveis freáticos nos oito poços piezométricos novos instalados e cinco poços amazonas, já existentes, perfazendo um total de 14 poços de observações com a descoberta de mais um poço amazonas.

Para as leituras do nível de água, utilizamos um medidor de nível baseado no princípio da condutividade elétrica, construído pelo técnico René Neuenschwander, com uma grande vantagem por ser de tamanho de bolso, facilitando muito o trabalho no

campo (Figura 17).



**Figura 17 : Leitura do nível da água no poço de observação P<sub>4</sub>**

Foi registrado em tabelas as alturas dos níveis freáticos dos piezômetros e poços amazonas em relação ao nível do terreno no período de agosto/96 a dezembro/97 (Tabela D e E, no Anexo I).

#### **4.2.4 - Levantamento do Nível Freático ao Longo do Aluvião com Poço-Ponteira**

Foi feita uma medição completa ao longo do aluvião utilizando uma haste de ferro, tipo poço-ponteira confeccionado pelo técnico René Neuenschwander. Foram feitas leituras do nível da água a cada 100 metros (Figura 18).



**Figura 18 : Leitura do nível da água a cada 100 metros com poço-ponteira**

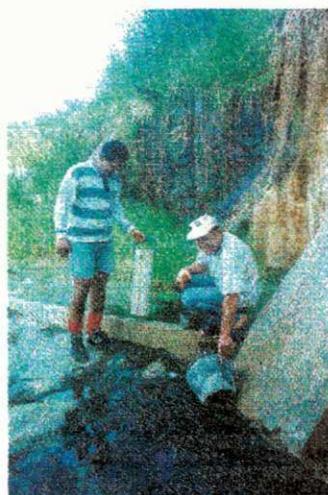
Este levantamento do nível da água a cada 100 metros foi de suma importância para calibrar a carga hidráulica ao longo da área selecionada (Tabela 2).

**Tabela 2 : Levantamento do nível freático a cada 100 metros com poço-ponteira (agosto/96).**

Distância (m)	N. A (m)	Distância (m)	N. A (m)	Distância (m)	N. A (m)
0 (B <sub>1</sub> )	75,264	1300	81,250	2475	86,602
100	75,837	1480 (PB <sub>2A</sub> )	81,548	2520	86,813
200	76,144	1520 (PB <sub>2B</sub> )	82,125	2700	87,612
300	76,848	1600	82,351	2900	88,460
400	77,055	1700	82,735	3180 (P <sub>3</sub> )	89,201
500	77,613	1800 (PB <sub>3A</sub> )	83,159	3400	90,210
600	78,223	1900 (PB <sub>3B</sub> )	84,050	3600	90,640
700	78,495	2000	84,385	3740 (P <sub>4</sub> )	91,550
800	78,780	2100	84,813	4000	92,950
900	79,003	2180 (P <sub>2</sub> )	85,134	4200	94,020
1000	79,351	2300	85,762	4580 (PA <sub>3</sub> )	95,167
1100	79,625	2400	86,334		

#### 4.2.5 - Medições da Curva de Depleção

Foi construído um pequeno vertedor à jusante da barragem B<sub>1</sub> para facilitar a medida da taxa volumétrica da depleção. Usou-se um recipiente graduado e um medidor de tempo, com os quais foram obtidos a vazão e a depleção do aquífero nos meses de agosto de 1996 até fevereiro de 1997 (Figura 19).



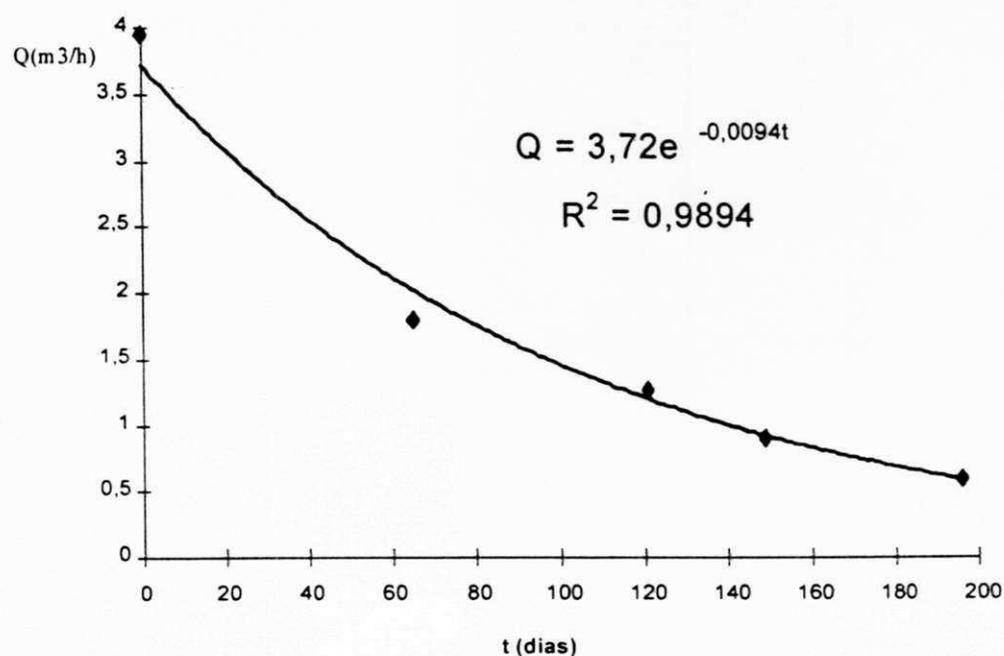
**Figura 19 : Coleta direta da vazão na época de estiagem na barragem B<sub>1</sub>**

Os dados coletados da vazão estão expostos abaixo (Tabela 3). Estes correspondentes a primeira fase de coleta (agosto/96 a fevereiro/97).

**Tabela 3 : Vazão ( $m^3/s$ ) escoada a jusante da barragem B<sub>1</sub>**

Data	Dias	Vazão $m^3/h$	Vazão $m^3/s$
18/08/96	0	3,960	1,10E-03
18/10/96	61	1,800	5,00E-04
13/12/96	117	1,270	3,53E-04
10/01/97	145	0,910	2,53E-04
26/02/97	192	0,605	1,68E-04

Verifica-se nos dados uma queda exponencial da vazão medida a jusante da barragem, mostrando claramente o efeito da curva de depleção da barragem B<sub>1</sub>, do mês de agosto de 1996 a fevereiro de 1997 (Figura 20).



**Figura 20 : Depleção da barragem B<sub>1</sub> (agosto/1996 a fevereiro/1997)**

#### 4.2.6 - Medição da Taxa de Precipitação

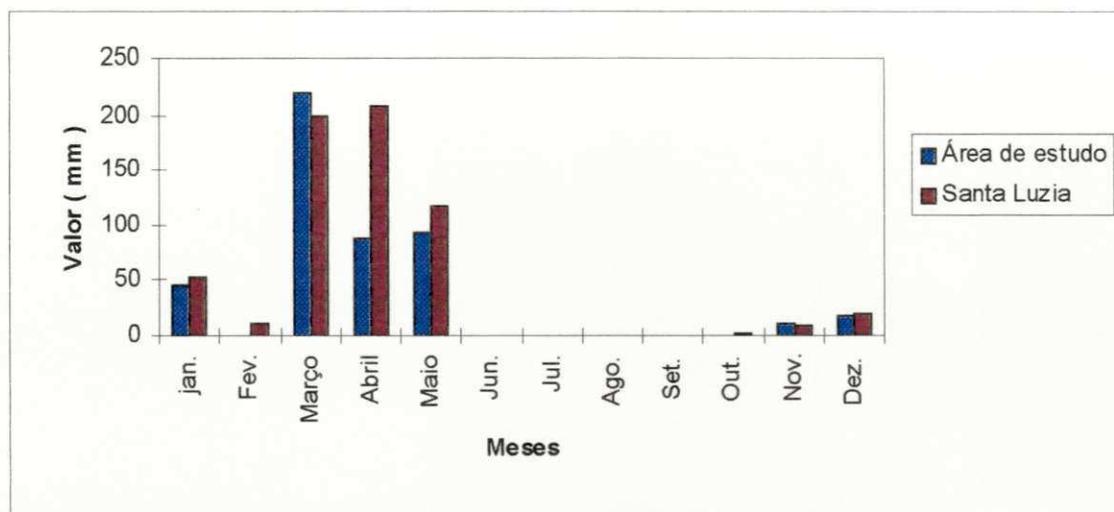
Na margem esquerda do curso do riacho Chafariz, na residência do Sr. Humberto Gomes Lopes foi instalado um pluviômetro automático para determinar a precipitação na área durante o período de estudo (Figura 21).



**Figura 21 : Pluviômetro automático instalado na área de estudo**

Foram observados os totais precipitados diariamente de pluviômetros instalados no próprio município de Santa Luzia e riacho Saco sob o controle da EMATER (Empresa de Assistência Técnica e Extensão Rural da Paraíba), a qual fornece diariamente para o LMRS (Laboratório de Meteorologia e Sensoriamento Remoto) os dados pluviométricos de todas as regiões do estado (Figura 22).

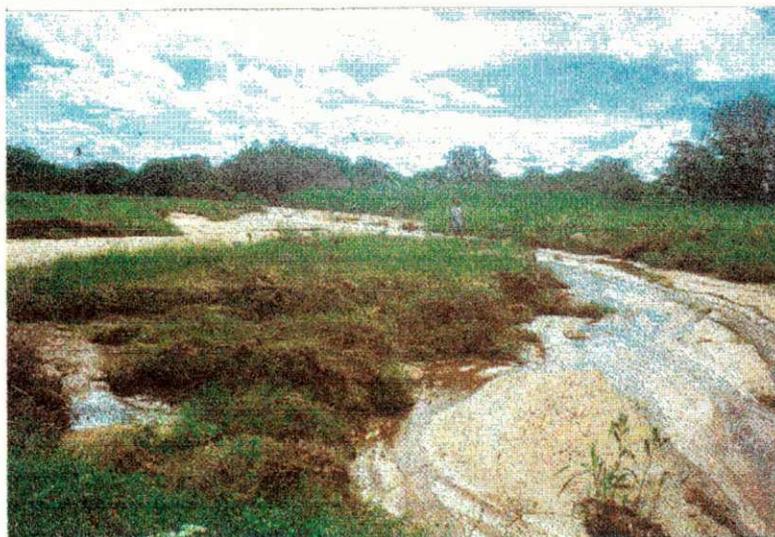
Estes dados de precipitação diária, não só o do pluviômetro instalado, como também o do município de Santa Luzia fornecido pela EMATER/LMRS estão apresentados em anexo (Tabela F e G, no anexo I).



**Figura 22 : Pluviometria mensal na área de estudo no ano de 1997**

#### **4.2.7 - Problemas Encontrados nas Medições de Campo**

Depois da ocorrência das chuvas, nessa etapa os trabalhos foram sensivelmente prejudicados. Três (3) das oito (8) sondagens foram destruídas pelas chuvas (Figura 23).



**Figura 23 : Mudança do percurso do rio destruindo sondagens (PB<sub>3A</sub>, PB<sub>3B</sub>, PB<sub>3C</sub>) depois da época de chuva**

Este fato aconteceu devido a ocorrência de uma chuva de 100 mm num período de 2 horas no dia 26 de março de 1997 (Figura 24).



**Figura 24 : O escoamento superficial a jusante da barragem B<sub>1</sub> depois da chuva de 100 mm (março/97).**

Este acontecimento foi praticamente uma inundação nesta área, fato este não verificado durante os trabalhos anteriores.

Portanto, nesta segunda etapa de medições (março a junho/97) foi preciso fazer uma nova tabela de dados com as estações já existentes, excluindo as destruídas e incluindo as novas descobertas.

#### **4.2.8 - Discussão dos Resultados de Campo**

A curva de depleção (vide Figura 20) medida à jusante da barragem B<sub>1</sub>, mostra a tendência clara de uma diminuição exponencial durante os meses de estiagem. Esta curva mostra uma grande semelhança com uma curva ideal, concluindo-se que o método simples usado na coleta dos dados foi bastante satisfatório.

Esta curva de depleção obedece a uma lei exponencial do tipo :  $Q_t = Q_o * e^{-\beta t}$ .

Onde :

$Q_t$  = descarga num tempo  $t$  [L / T];

$Q_o$  = descarga inicial da recessão, no tempo  $t_o$  [L / T];

$t$  = tempo, [ T ] e

$\beta$  = coeficiente de recessão do aquífero [T<sup>-1</sup>].

O coeficiente de recessão ( $\beta$ ) do aquífero em estudo de acordo com esta figura foi  $\beta = 0,0094$  [1/dia]. Este coeficiente é quem rege o esgotamento do aquífero dependendo, pois, de suas características dimensionais e hidrodinâmicas, com as quais se relaciona através da expressão :

$$\beta = \pi^2 * T / (4 * S * l^2) \quad (\text{CUSTÓDIO \& LLAMAS, 1976}).$$

Onde :

$T$  = transmissividade do aquífero ; [L<sup>2</sup> / T]

$S$  = coeficiente de armazenamento ;

$l$  = distância entre o eixo de simetria (divisor de água subterrânea) do aquífero e o eixo do rio [ T ].

Assim, o coeficiente de recessão ( $\beta$ ) para o aquífero em estudo, com os dados coletados à jusante da barragem B<sub>1</sub> é uma constante. Este coeficiente é empiricamente relacionado com o volume estocado ou restituído do aquífero ( $V_r$ ).

Onde :

$$V_r = \int_0^{\infty} Q dt = \int_0^{\infty} Q_o e^{-\beta t} dt = Q_o \int_0^{\infty} e^{-\beta t} dt = (Q_o / \beta).$$

Para a área de estudo no ano de 1997 temos um valor máximo estocado ou restituído no mês de agosto de  $V_{r_{\max}} = \{ (0,0010 \text{ m}^3/\text{s} - 0,00078 \text{ m}^3/\text{s}) 86400\text{s} / 0,0094\text{dia}^{-1} \} = 3,2 \cdot 10^3 \text{ m}^3$  de água e, um valor mínimo de volume estocado ou restituído

no mês de janeiro de  $V_{r_{\min}} = \{ (2,53 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} - 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}) 86400\text{s} / 0,0094\text{dia}^{-1} \} = 0,670 \cdot 10^3 \text{ m}^3$  de água. São estes, pois, os valores da descarga natural do aquífero aluvial em estudo para os meses de agosto/96 e janeiro/97. O volume total do período de estiagem é  $V_{r_{\text{tot}}} = (1,03 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} 86400\text{s} / 0,0094 \text{ dia}^{-1}) = 9,47 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ .

A evolução dos níveis freáticos com o tempo nos piezômetros e poços amazonas durante o período de agosto/96 a abril/97 foi registrado em visitas de campo em intervalos mensais e representado num gráfico (Figura 25). A sequência dos poços neste gráfico de baixo para cima indica a localização dos respectivos poços na área de estudo na direção montante para jusante. Pode-se observar à primeira vista o declive quase linear da variação de carga hidráulica dos poços piezométricos e amazonas durante todo o período de estiagem e uma subida brusca já no início das primeiras fortes chuvas. A partir de outubro de 1996 o poço piezométrico PB<sub>2A</sub> localizado à jusante de B<sub>2</sub> secou devido à estiagem anual, enquanto o piezômetro PB<sub>2B</sub> a 20 metros à montante, encontrou-se um nível freático ainda não seco. Este fenômeno não é claramente visível nesta figura. As barragens provocam uma represa, como poderem ser constatadas no campo na calha do aluvião, onde se encontram cultivos a montante dessas barragens.

A partir das primeiras fortes chuvas, observa-se uma subida em média de quase 50 cm nos níveis observados em todas as estações piezométricas, este comportamento é apresentado graficamente em detalhes para o poço amazonas P<sub>A3</sub> (Figura 26).

O estudo completo de campo, incluindo topografia do aluvião, nível freáticos em cada 100 metros e uma estimativa da base do aluvião (Tabela 4) é visualizada por um perfil longitudinal (Figura 27).

A grande incerteza neste estudo se apresenta no perfil da base cristalina do aluvião que não pôde ser levantada neste curto período de estudo, principalmente devido as poucas perfurações executadas. Por isso, foi utilizada nas simulações posteriores a base aluvial já usada por (OLIVEIRA, 1992).

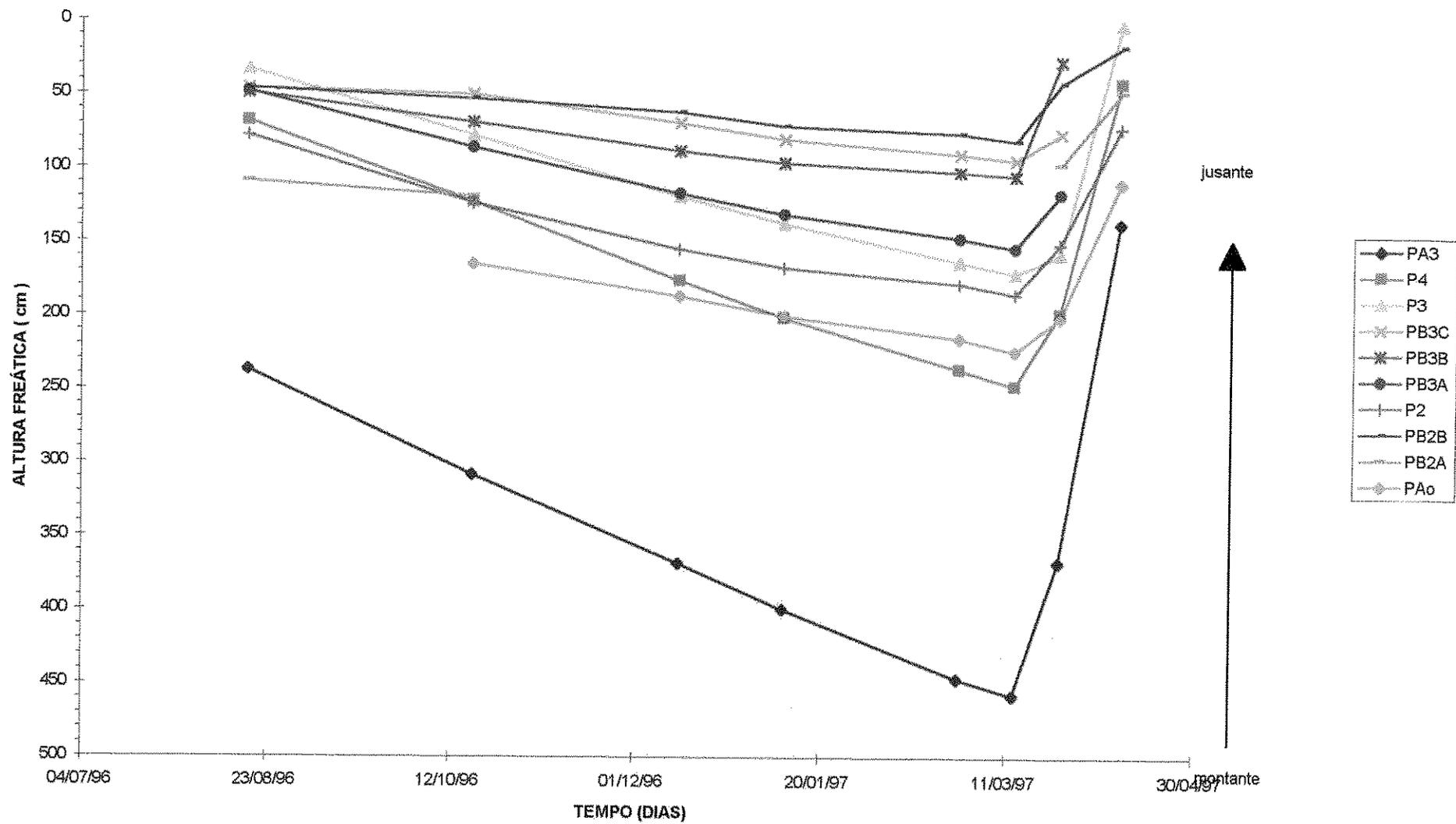


Figura 25 : Gráfico da evolução do nível freático no tempo (agosto/96 a abril/97)

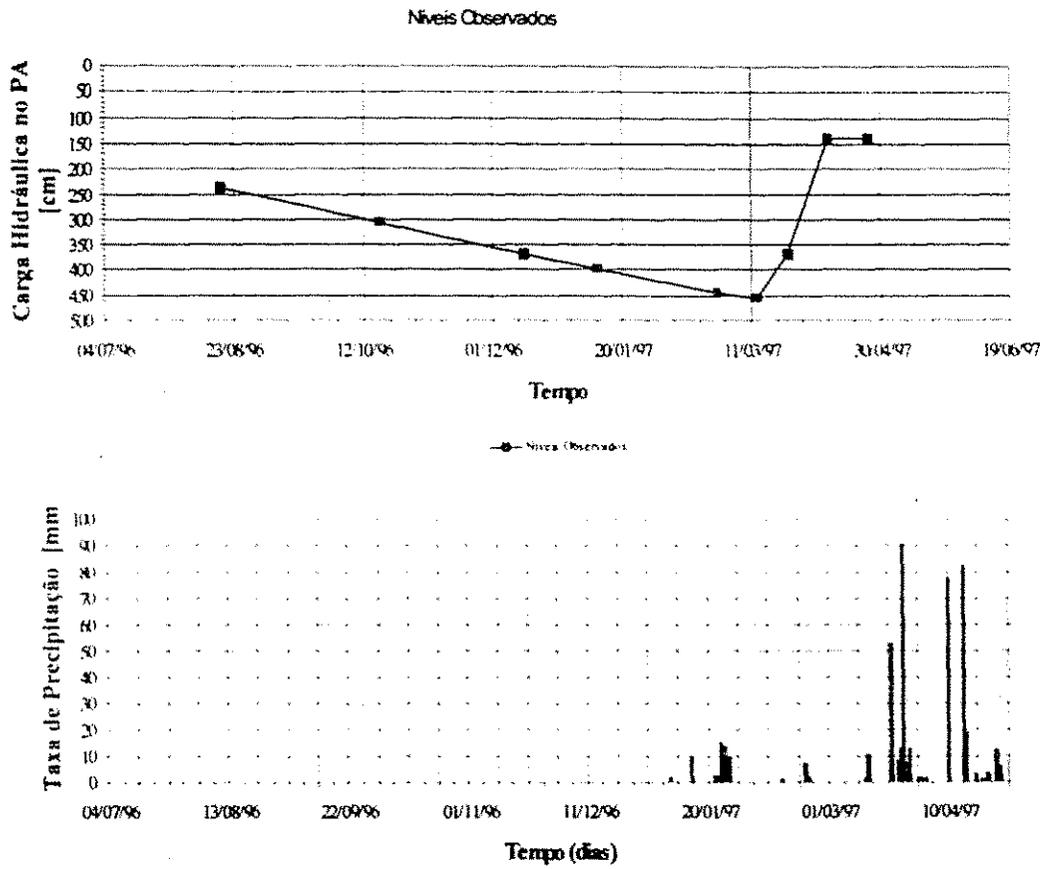


Figura 26 : Variação de carga hidráulica e taxa de precipitação no poço amazonas PA<sub>3</sub>

Tabela 4 : Dados topográficos do perfil longitudinal

Distância (m)	Topo Terraço(m)	Topo Leito(m)	Boca (+) em (m)	Nível água (-) em (m)	h obs (m)	h obs (m <sup>2</sup> )	Fundo (m)
0 (B1)	75,264	75,264			75,264	5664,7	73,80
42		75,546	1,127	1,17	75,503	5700,7	
100	77,275						75,05
115		76,023	1,054	1,24	75,837	5751,3	
121		76,121	1,115	1,15	76,086	5789,1	
180		76,204	0,890	0,95	76,144	5797,9	
200	77,257						74,80
234		76,363	1,103	1,18	76,286	5819,6	
300	77,966	77,045	0,873	1,07	76,848	5905,6	74,89
400	78,267	77,546	0,909	1,24	77,215	5962,2	75,50
415 (PAo)		78,842		1,79	77,052	5937,0	74,19
500	78,683	77,989	0,884	1,26	77,613	6023,8	76,40
600	79,261	78,465	0,988	1,23	78,223	6118,8	77,50
700	79,738	78,930	0,875	1,31	78,495	6161,5	78,20
800	80,058	79,443	0,752	1,42	78,780	6206,3	79,20
900	80,498	79,901	0,362	1,26	79,003	6241,5	79,70
1000	81,138	80,454	0,057	1,16	79,351	6296,6	80,20
1100	81,190	80,878	0,062	1,32	79,625	6340,1	80,60
1200	81,746						80,90
1300	82,201	81,726	0,020	1,40	81,250	6601,6	81,10
1400	82,601						81,20
1480 (PB <sub>2a</sub> )		82,666	1,022	2,14	81,548	6650,1	81,27
1500	82,960						80,80
1520 (PB <sub>2a</sub> )		82,595	0,720	1,19	82,125	6744,5	80,30
1600	83,264	82,936	0,500	1,09	82,351	6781,7	80,60
1700	83,741	83,308	0,752	1,33	82,735	6845,1	80,80
1800 (PB <sub>3a</sub> )	84,176	83,705	0,729	1,28	83,159	6915,4	80,90
1900 (PB <sub>3e</sub> )	84,698	84,133	1,052	1,14	84,050	7064,4	80,90
2000	85,145	84,618	0,957	1,19	84,385	7120,8	80,50
2100	85,621	85,046	0,907	1,14	84,813	7193,2	80,00
2180 (P2)		85,944	0,820	1,63	85,134	7247,8	79,44
2200	86,060						81,50
2300	86,369	85,952	1,100	1,29	85,762	7355,1	82,70
2400	86,885	86,334	0	0	86,334	7453,6	83,30
2440		86,919	0,990	1,46	86,449	7473,4	83,62
2475		87,097	0,980	1,48	86,602	7499,9	82,90
2500	87,381						83,90
2520		87,288	0,885	1,36	86,813	7536,5	84,49
2600	88,567						83,70
2700	88,872	87,819	0	1,05	87,612	7675,9	83,70
2800	88,72						83,60
2900	89,635	89,045	0	1,19	88,460	7825,2	83,50
3000 (PA2d)	90,541		0	1,09			82,80
3100	90,106						82,30
3180 (P3)		90,009	1,180	1,50	89,201	7956,8	81,50
3200	91,142						81,60
3300	91,201						82,10
3400	91,833	91,059	0	1,22	90,210	8137,8	83,60
3500	92,009						85,00
3600	92,648	92,029	0,711	1,10	90,640	8215,6	86,40
3700	93,154						87,60
3740 (P4)		92,923	0,965	1,65	91,550	8381,4	88,20
3800	93,620						87,60
3900	94,008						87,20
4000	94,411	93,91	0,562	1,31	92,960	8639,7	86,70
4100	94,857						86,71
4200	95,141	94,731	0,948	1,14	94,020	8839,8	86,72
4300	95,576						86,80
4400	96,261	95,959	0	1,26	94,704	8968,8	87,20
4500	96,489						87,60
4580 (PA3)		97,667	0	2,50	95,167	9056,8	88,00
4600	96,918						87,90
4700	97,442						87,91
4800	98,177						87,92
4900	98,430						87,90
4972		98,233	0	2,95	95,283	9078,9	87,80
5000	98,827						87,80

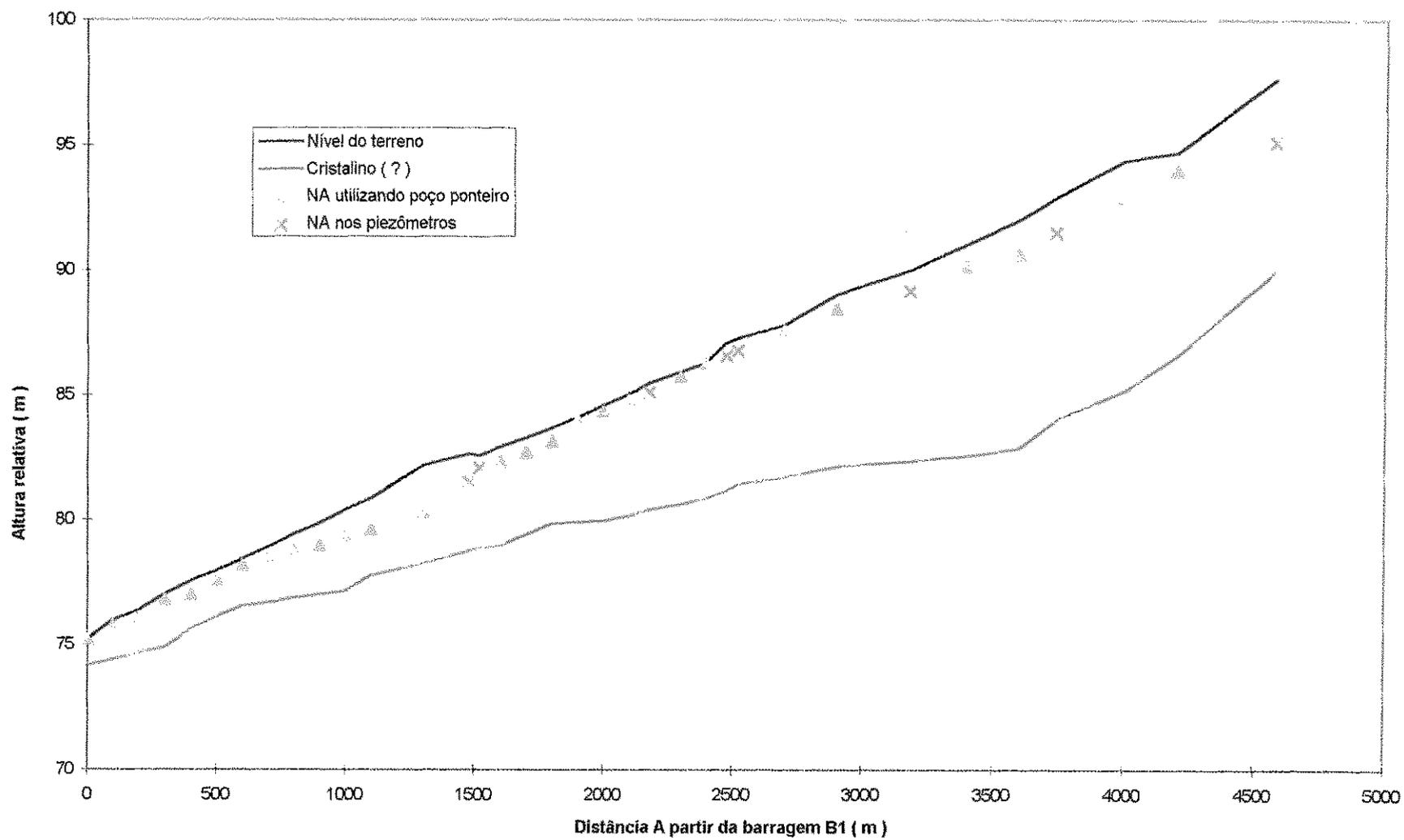


Figura 27 : Perfil longitudinal indicando os níveis do lençol freático medidos em novembro/96

## 5 - RESULTADOS DO MODELAMENTO

### 5.1 - A Calibração do Modelo

Foram usados na primeira fase de calibragem do modelo (simulação estacionária) os dados de campo obtidos com poços ponteiros em agosto/96 (vide Tabela 2), devido estes terem sido coletados a cada 100 metros ao longo da área de estudo.

Na segunda fase de calibragem do modelo (simulação não estacionária) foram usados dados realizados do primeiro trabalho de campo na área de estudo no ano de 1988, devido estes terem sido coletados semanalmente durante um período de 38 semanas. Os dados foram obtidos a partir de um projeto hidrológico durante os anos de 1986 a 1989 (*PDCT / NE - Projeto de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Nordeste*) e foram utilizados por (OLIVEIRA, 1992) e (MONTEIRO, 1997).

A existência das duas barragens subterrâneas B<sub>2</sub> e B<sub>3</sub> não foram reconhecidas no trabalho de OLIVEIRA, 1992, e por causa disso, faltaram informações sobre o efeito da represa a montante das respectivas barragens, tanto na medição como no modelamento das dissertações anteriores.

As cargas hidráulicas coletadas por OLIVEIRA, 1992, tiveram que ser corrigidas em relação a nova cota topográfica realizada no campo (Tabela 5).

Na utilização do modelo da área de estudo foi utilizado um mapa topográfico em escala de 1:20.000 feito através de aerofotos e de companhias de perfuração de poços (OLIVEIRA, 1992). O mapa foi atualizado com as novas perfurações de campo de agosto de 1996 (vide Figura 12). Foi usado a mesa digitalizadora utilizando uma área quadrada da sub-bacia da área em estudo com 3200 m na horizontal e 3000 m na vertical. Com isso foi obtido um arquivo tipo DXF em escala para ser usado no programa PMWIN.

Tabela 5 : Níveis Freáticos em relação a cota topográfica (OLIVEIRA, 1992) e corrigida em relação a nova cota topográfica (SILVA, 1998)

Data	Nó	PA3(OI)	Rebaix	PA3(SI)	P4(OI)	Rebaix	P4(SI)	P3(OI)	Rebaix	P3(SI)	P2(OI)	Rebaix	P2(SI)
Cota		96,08	s [ m ]	97,67	94,14	s [ m ]	92,92	89,68	s [ m ]	90,40	84,71	s [ m ]	86,26
Fundo, m		88,00		88,00	82,90		82,90	81,60		81,60	80		80,00
02/01/88	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
09/01/88	1	94,13	1,95	95,72	-	-	-	88,36	1,32	89,08	83,57	1,14	85,11
16/01/88	2	94,50	1,58	96,09	91,86	2,28	90,64	89,28	0,40	90,00	84,33	0,38	85,87
23/01/88	3	94,34	1,74	95,93	91,74	2,40	90,52	89,18	0,50	89,90	84,33	0,38	85,87
30/01/88	4	94,28	1,80	95,87	91,64	2,50	90,42	89,10	0,58	89,82	84,18	0,53	85,72
06/02/88	5	94,26	1,82	95,85	91,60	2,54	90,38	89,00	0,68	89,72	84,08	0,63	85,62
13/02/88	6	94,18	1,90	95,77	91,57	2,57	90,35	88,94	0,74	89,66	84,03	0,68	85,57
20/02/88	7	94,13	1,95	95,71	91,55	2,59	90,33	88,93	0,75	89,65	84,11	0,60	85,65
27/02/88	8	93,98	2,10	95,56	91,79	2,35	90,57	89,04	0,64	89,76	84,31	0,40	85,85
05/03/88	9	94,01	2,07	95,60	91,59	2,55	90,37	89,10	0,58	89,82	84,38	0,33	85,92
12/03/88	10	93,94	2,14	95,53	91,62	2,52	90,40	89,08	0,60	89,80	84,23	0,48	85,77
19/03/88	11	94,98	1,10	96,57	92,03	2,11	90,81	89,46	0,22	90,18	84,33	0,38	85,87
26/03/88	12	95,00	1,08	96,59	92,16	1,98	90,94	89,53	0,15	90,25	84,43	0,28	85,97
02/04/88	13	94,79	1,29	96,38	92,02	2,12	90,80	89,43	0,25	90,15	84,29	0,42	85,83
09/04/88	14	94,73	1,35	96,32	92,05	2,09	90,83	89,45	0,23	90,17	84,38	0,33	85,92
16/04/88	15	94,63	1,45	96,22	91,96	2,18	90,74	89,33	0,35	90,05	84,39	0,32	85,93
23/04/88	16	95,09	0,99	96,68	92,25	1,89	91,03	89,63	0,05	90,35	84,43	0,28	85,97
30/04/88	17	95,10	0,98	96,69	92,29	1,85	91,07	89,64	0,04	90,36	84,42	0,29	85,96
07/05/88	18	95,00	1,08	96,59	92,27	1,87	91,05	89,63	0,05	90,35	84,45	0,26	85,99
14/05/88	19	94,84	1,24	96,43	92,25	1,89	91,03	89,62	0,06	90,34	84,27	0,44	85,81
21/05/88	20	94,83	1,25	96,42	92,25	1,89	91,03	89,61	0,07	90,33	84,34	0,37	85,88
25/05/88	21	94,70	1,38	96,29	92,25	1,89	91,03	89,59	0,09	90,31	84,32	0,39	85,86
04/06/88	22	94,57	1,51	96,16	92,22	1,92	91,00	89,58	0,10	90,30	84,31	0,40	85,85
11/06/88	23	94,61	1,47	96,20	92,23	1,91	91,01	89,56	0,12	90,28	84,35	0,36	85,89
18/06/88	24	94,36	1,72	95,95	92,19	1,95	90,97	89,49	0,19	90,21	84,32	0,39	85,86
25/06/88	25	94,40	1,68	95,99	92,19	1,95	90,97	89,56	0,12	90,28	84,31	0,40	85,85
02/07/88	26	94,23	1,85	95,82	92,07	2,07	90,85	89,43	0,25	90,15	84,35	0,36	85,89
09/07/88	27	94,19	1,89	95,78	92,02	2,12	90,80	89,46	0,22	90,18	84,43	0,28	85,97
16/07/88	28	94,11	1,97	95,70	92,02	2,12	90,80	89,43	0,25	90,15	84,37	0,34	85,91
23/07/88	29	94,01	2,07	95,60	92,04	2,10	90,82	89,40	0,28	90,12	84,34	0,37	85,88
30/07/88	30	93,93	2,15	95,52	91,99	2,15	90,77	89,33	0,35	90,05	84,35	0,36	85,89
06/08/88	31	93,83	2,25	95,42	91,85	2,29	90,63	89,29	0,39	90,01	84,34	0,37	85,88
13/08/88	32	93,84	2,24	95,43	91,84	2,30	90,62	89,28	0,40	90,00	84,35	0,36	85,89
20/08/88	33	93,69	2,39	95,28	91,75	2,39	90,53	89,26	0,42	89,98	84,34	0,37	85,88
27/08/88	34	93,63	2,45	95,22	91,74	2,40	90,52	89,08	0,60	89,80	84,33	0,38	85,87
03/09/88	35	93,59	2,49	95,18	91,64	2,50	90,42	89,07	0,61	89,79	84,27	0,44	85,81
10/09/88	36	93,54	2,54	95,13	91,54	2,60	90,32	89,06	0,62	89,78	84,21	0,50	85,75
17/09/88	37	93,40	2,68	94,99	91,46	2,68	90,24	88,96	0,72	89,68	84,23	0,48	85,77
24/09/88	38	93,17	2,91	94,76	91,39	2,75	90,17	88,98	0,70	89,70	84,07	0,64	85,61

OI = Medições realizadas por (OLIVEIRA, 1992)

SI = Medições realizadas por (SILVA, 1998)

Rebaix = Rebaixamento (m)

P = Poços de observações

A área de estudo do trecho do Riacho Chafariz de comprimento de cerca de 5 km e de largura variando de 90 m até no máximo 310 m foi discretizada em um modelo de simulação de malhas constantes com  $DX = DY = 50$  metros, compreendidas em um reticulado de 64 *colunas* x 60 *linhas*, discretizando-se a área de  $9,6 \text{ km}^2$  em 3840 *células* (Figura 28).

A tabela 6 abaixo, refere-se a todos os dados de localizações das estações de observações. A primeira coluna representa o número de estações consideradas ; a segunda coluna é a distância medida no campo em metros a partir da barragem B<sub>1</sub> na saída da área de estudo até as respectivas estações ; as colunas 3 e 4 representam as respectivas coordenadas X, Y em metros em relação a origem da malha de grade usada e, as colunas 5 e 6 são as coordenadas NX, NY em número de células que representam a localização das estações na malha de grade; a última coluna, refere-se a largura do aluvião em metros na altura de cada estação.

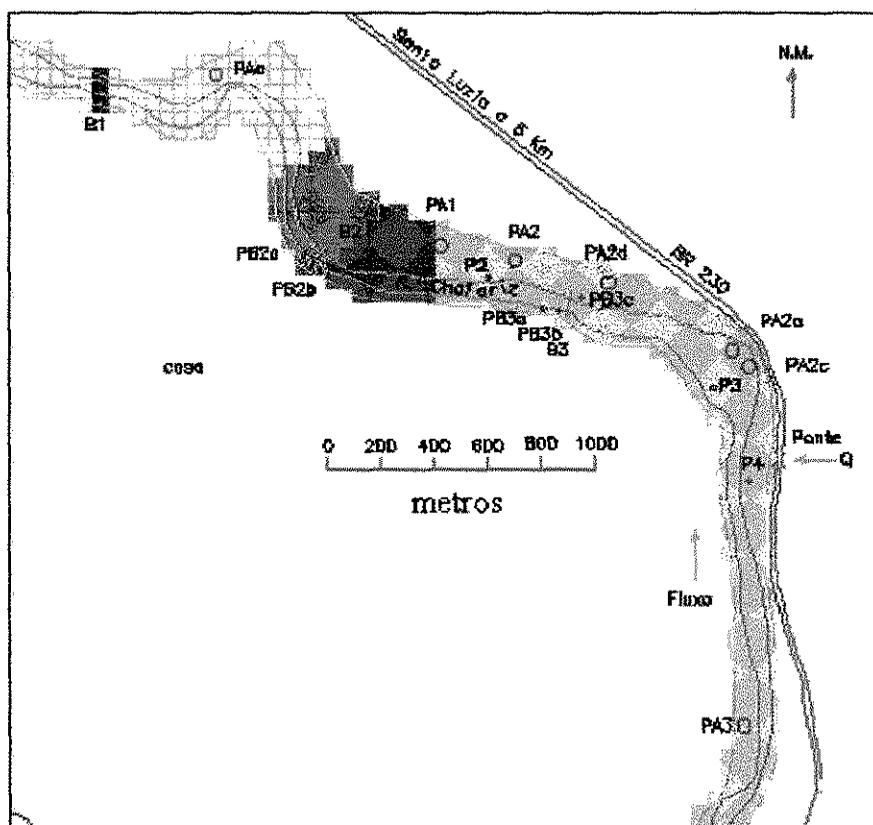


Figura 28 : Discretização e zoneamento do riacho Chafariz

Tabela 6 : Dados de localizações das estações de observações

N. poços	Extensão(m)	Coord [X]	Coord [Y]	Célula NX	Célula NY	Larg. do aluvião[m]
1	0 (B <sub>1</sub> )	325	2725	7	6	145,5
2	100	425	2725	9	6	145,5
3	200	525	2675	11	7	145,5
4	300	575	2625	12	8	145,5
5	400	675	2625	14	8	145,5
6	500	775	2725	16	6	181,8
7	600	875	2725	18	6	218,2
8	700	925	2675	19	7	254,5
9	800	975	2625	20	8	254,5
10	900	1025	2525	21	10	236,4
11	1000	1025	2425	21	12	200,0
12	1100	1025	2325	21	14	254,5
13	1480 (PB <sub>2A</sub> )	1225	2075	25	19	254,5
14	1520 (PB <sub>2B</sub> )	1275	2075	26	19	254,5
15	1600	1325	2025	27	20	290,9
16	1700	1425	2025	29	20	309,1
17	1800 (PB <sub>3A</sub> )	1525	2025	31	20	290,9
18	1900 (PB <sub>3B</sub> )	1625	1975	33	21	309,1
19	2000	1725	1975	35	21	236,4
20	2100	1825	1975	37	21	181,8
21	2180 (P <sub>2</sub> )	1925	1975	39	21	218,2
22	2300	2025	1925	41	22	200,0
23	2400	2125	1925	43	22	236,4
24	2475	2175	1875	44	23	181,8
25	2520	2225	1875	45	23	181,8
26	2700	2375	1875	48	23	272,7
27	2900	2525	1775	51	25	181,8
28	3180 (P <sub>3</sub> )	2675	1525	54	30	145,5
29	3400	2675	1325	54	34	90,9
30	3600	2675	1175	54	37	145,5
31	3740 (P <sub>4</sub> )	2675	1025	54	40	145,5
32	4000	2775	775	56	45	145,5
33	4200	2775	575	56	49	146,0
34	4580 (P <sub>4</sub> )	2725	225	54	56	146,0

Sabe-se que aquíferos aluviais tem um comprimento bem superior a sua respectiva largura e, portanto o modelamento de um aluvião do tipo Chafariz com quociente de largura por comprimento muito pequeno ( $200 / 5000 = 0,04$ ), pode ser tratado da forma unidimensional (1-D) sem um erro significativo em relação ao modelamento bidimensional (2-D). Por causa desta aproximação, a maioria dos resultados de campo e de modelamento foram visualizados como perfis longitudinais, tomando o curso do leito do rio como referência para a construção dos referidos perfis.

Sabe-se que o material não consolidado do aquífero aluvial não mostra claras fronteiras verticais de mudança de material como se encontra nos aquíferos de material

rochoso, tais como arenito e calcário. Por causa disso é difícil para o modelamento definir as zonas de permeabilidades diferentes. Segundo da teoria de Dupuit-Forcheimer a superfície do nível de água no aquífero não-confinado possui uma forma superficial que obedece a equação parabólica. No caso 1-D a equação parabólica tem a estrutura básica da forma :

$$h(x) = (h_0^2 + Bx)^{1/2}$$

Tomando esta expressão ao quadrado, tem-se uma equação da forma

$$h^2(x) = h_0^2 + Bx$$

Esta equação é uma reta com valor de intercepção de  $h_0^2$  e um valor de inclinação de  $B$ .

com ;  $B = 2Q / K$

onde :

$h(x)$  = carga hidráulica [m] no local  $x$

$h_0$  = carga hidráulica no local  $x = 0$

$Q$  = vazão [ $m^3/s$ ]

$x$  = distância no perfil horizontal [m]

$K$  = permeabilidade [m/s].

Ao longo do aquífero estratificado verticalmente (1-D), pode-se observar, segunda a teoria de Dupuit-Forcheimer, que uma curva do nível freático é composta de tantos segmentos parabólicos para tantas permeabilidades diferentes (Figura 30) ou, conseqüentemente, levado esta curva de nível freático ao quadrado tantos segmentos lineares para tantas permeabilidades.

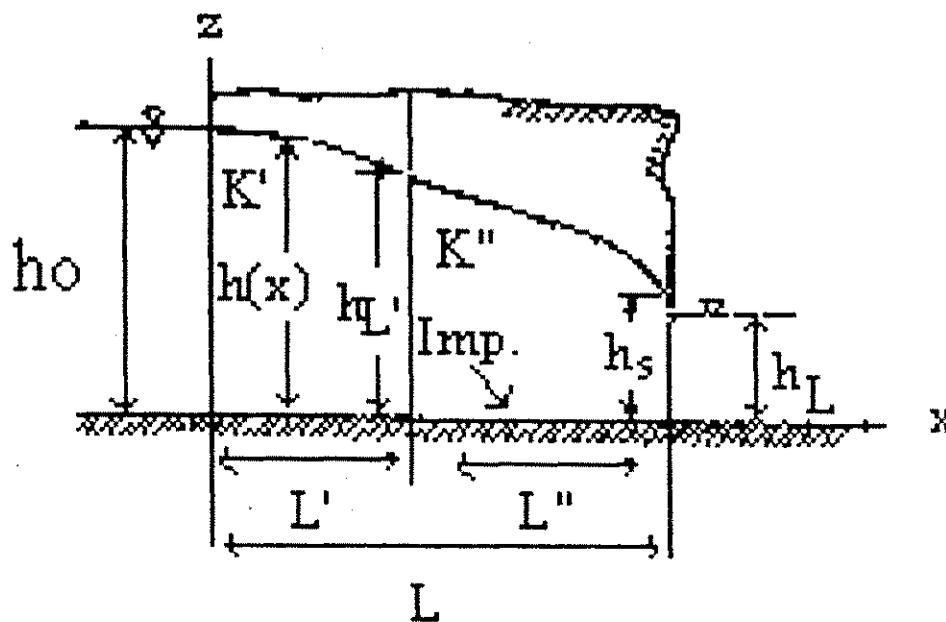


Figura 29 : Fluxo não-confinado de um aquífero estratificado verticalmente (Fonte : BEAR, 1979)

A teoria analítica do fluxo através de aquíferos freáticos estratificados verticalmente leva a uma expressão analítica para o caso da figura 30 :

$$h^2(x) = h_0^2 - \frac{2Qx}{K'} \quad \text{para } 0 \leq x \leq L'$$

e

$$h^2(x) = h_{L'}^2 - \frac{2Q(x-L')}{K''} \quad \text{para } L' \leq x \leq L$$

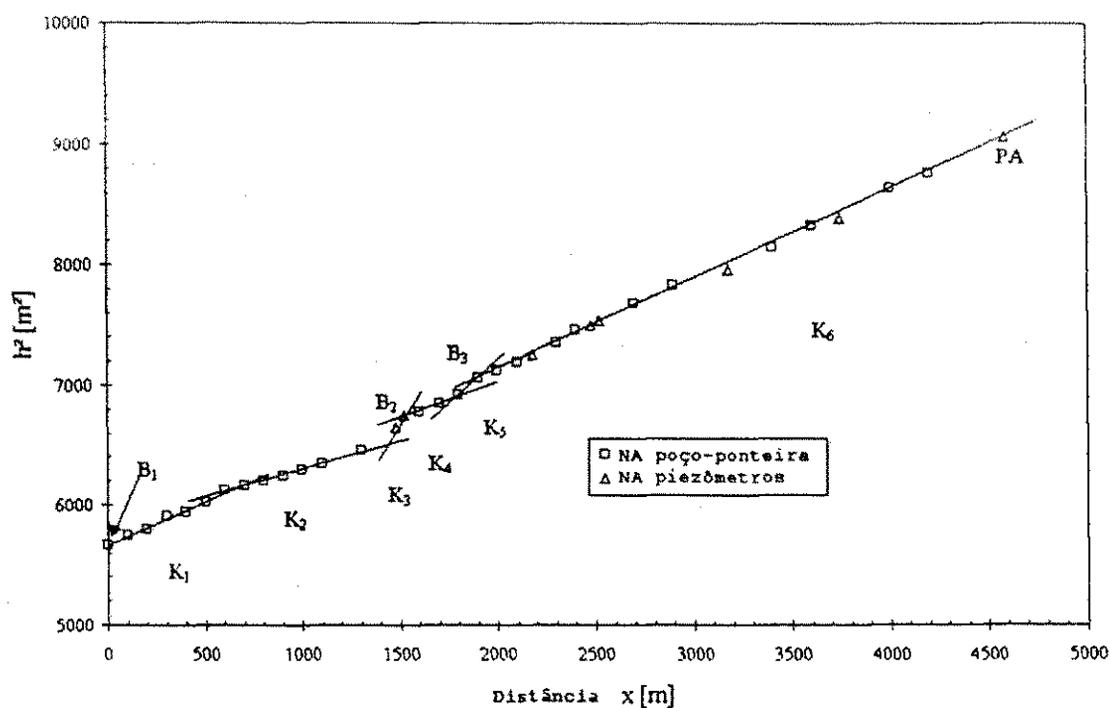
com :

$$Q = \frac{h_0^2 - h_L^2}{2[L''/K'' + L'/K']}$$

Esta expressão pode ser generalizada para  $N$  estratos verticais (BEAR, 1979),

$$Q = \frac{h_o^2 - h_L^2}{2 \sum_{i=1}^N (L_i / K_i)}$$

A análise detalhada da figura 27 com os níveis de água ao quadrado destacam-se 4 segmentos lineares de comprimentos diferentes interrompidos por 2 segmentos lineares de comprimento máximo de 100 metros que representam trechos de influência de duas barragens submersas  $B_2$  e  $B_3$ . O perfil longitudinal da área de estudo indicando os níveis freáticos ao quadrado com os cálculos das respectivas permeabilidades é apresentado abaixo (Figura 30).



**Figura 30 : Perfil longitudinal com níveis de água observados e elevados ao quadrado, medidos em novembro/96**

Foi determinado pela regressão linear a inclinação de 6 segmentos lineares do perfil longitudinal da figura 29 a partir dos dados da Tabela 7.

Tabela 7 : Dados da regressão linear dos segmentos lineares da figura 30

Número de Estação	Comprimento L [m]	h [m]	h <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]	h' h' = h - 74m	h' <sup>2</sup> [m <sup>2</sup> ]
1	0	75,17	5651	1,17	1,37
10	600	78,23	6120	4,23	17,89
17	820	80,62	6500	6,62	43,82
18	100	82,16	6750	8,16	66,59
21	290	83,07	6901	9,07	82,26
22	90	84,02	7059	10,02	100,40
41	2700	95,78	9174	21,78	474,37

h e h' são cargas hidráulicas em metros

Os dados desta tabela foram usados para calcular a inclinação de cada segmento linear e a sua respectiva permeabilidade. As inclinações  $B_i$  foram determinadas pela regressão linear e foi obtido os seguintes valores :

$$B_1 = 2Q / K_1 = 0,0275 \quad \text{com } L_1 = 600 \text{ m para o trecho } x = 0 \text{ até } 600 \text{ m}$$

$$B_2 = 2Q / K_2 = 0,0316 \quad \text{com } L_2 = 820 \text{ m para o trecho } x = 600 \text{ até } 1420 \text{ m}$$

$$B_3 = 2Q / K_3 = 0,2277 \quad \text{com } L_3 = 100 \text{ m para o trecho } x = 1420 \text{ até } 1520 \text{ m (B}_2\text{)}$$

$$B_4 = 2Q / K_4 = 0,0540 \quad \text{com } L_4 = 290 \text{ m para o trecho } x = 1520 \text{ até } 1810 \text{ m}$$

$$B_5 = 2Q / K_5 = 0,2016 \quad \text{com } L_5 = 90 \text{ m para o trecho } x = 1810 \text{ até } 1900 \text{ m (B}_3\text{)}$$

$$B_6 = 2Q / K_6 = 0,1385 \quad \text{com } L_6 = 2680 \text{ m para o trecho } x = 1900 \text{ até } 4580 \text{ m}$$

O sistema de 6 equações acoplado ( $B_1$  até  $B_6$ ) podia ser resolvido unicamente ao definir um valor de  $K_i$ . Com o conhecimento de uma permeabilidade a partir de um teste de bombeamento executado no ano de 1988 no trecho 6 da área de estudo (OLIVEIRA, 1992), foi usado o valor de  $K_6 \approx 1 \cdot 10^{-3}$  m/s para calcular os 5 demais  $K_i$ .

$$2Q = B_6 \cdot K_6 = 0,1385 \cdot 10^{-3} = 1,385 \cdot 10^{-4}$$

ou vazão total

$$Q = 6,925 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{largura unitária}$$

Com a determinação de vazão total e os valores de inclinação em cada trecho foram calculadas as seguintes permeabilidades :

$$K_1 = 5,04 * 10^{-3} \text{ m / s}$$

$$K_2 = 4,38 * 10^{-3} \text{ m / s}$$

$$K_3 = 6,07 * 10^{-4} \text{ m / s}$$

$$K_4 = 2,56 * 10^{-3} \text{ m / s}$$

$$K_5 = 6,86 * 10^{-4} \text{ m / s}$$

$$K_6 = 1,00 * 10^{-3} \text{ m / s}$$

A determinação analítica das 6 permeabilidades através da teoria de Dupuit-Forchheimer como foi apresentada acima e que são exatas para um fluxo em aquíferos com base horizontal, serviu como uma boa estimativa dos parâmetros de permeabilidades no processo de otimização numérico por método de mínimo quadrado oferecido pelo programa de otimização de parâmetros [PEST] no PMWIN.

Devido a possibilidade de simular o fluxo com o efeito de barramento no PMWIN pelo programa Barreira de Fluxo Horizontal [HFBI], com definições de permeabilidades específicas não foram mais consideradas as permeabilidades  $K_3$  e  $K_5$  dos trechos  $B_2$  e  $B_3$ . Por causa dessa possibilidade foram otimizados apenas 4 segmentos de trechos de  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_4$  e  $K_6$  e conseqüentemente renumerados como  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  e  $K_4$ .

Os resultados finais da calibração automática, através do programa de otimização de parâmetros integrado no pacote PEST PARAMETER no PMWIN forneceu os seguintes valores de permeabilidades com faixa de 95 % de confiança (Tabela 8).

Tabela 8 : Valores de permeabilidades otimizados por zonas

Zonas	Extensão (m)	K [m/s] otimizados	Limite de confiança (95%)	
			inferior	superior
$K_1$ [m/s]	$B_1$ a 1000	5,604625E-03	7,322377E-04	4,289840E-02
$K_2$ [m/s]	1000 a 1500( $B_2$	8,046239E-04	1,061155E-04	6,101083E-03
$K_3$ [m/s]	1500 a 1850 ( $B_3$ )	9,760903E-04	9,811659E-05	9,710409E-03
$K_4$ [m/s]	1850 a 4580( $PA_3$ )	1,038930E-03	1,347258E-04	8,011640E-03

Com o ajuste da permeabilidade, a fase de simulação no regime estacionário de carga hidráulica foi simulada em cada célula do modelo e foram obtidos os valores iniciais otimizados de carga hidráulica através programa de otimização de parâmetros do MODFLOW (Tabela 9). A qualidade da calibração automática se apresenta de um lado na comparação direta nos valores dos níveis freáticos calculados por meio das permeabilidades ajustadas e os níveis observados no campo.

Tabela 9 : Níveis freáticos calculados e observados através do MODFLOW

N. de poços	Distância(m)	hobs (m)	hcalc (m)	hobs-hcalc	(hobs-hcalc) <sup>2</sup>
1	0 (B1)	75,264	75,264	0,000	0,000
2	100	75,837	75,800	0,037	0,001
3	200	76,144	76,100	0,044	0,002
4	300	76,848	77,320	-0,472	0,223
5	400	77,055	77,600	-0,545	0,297
6	500	77,613	78,000	-0,387	0,150
7	600	78,223	78,340	-0,117	0,014
8	700	78,495	78,550	-0,055	0,003
9	800	78,780	78,760	0,020	0,000
10	900	79,003	79,060	-0,057	0,003
11	1000	79,351	79,400	-0,049	0,002
12	1100	79,625	80,050	-0,425	0,181
13	1480 (PB <sub>2A</sub> )	81,548	81,790	-0,242	0,059
14	1520 (PB <sub>2B</sub> )	82,125	81,970	0,155	0,024
15	1600	82,351	82,270	0,081	0,007
16	1700	82,735	82,720	0,015	0,000
17	1800 (PB <sub>3A</sub> )	83,159	83,220	-0,061	0,004
18	1900 (PB <sub>3B</sub> )	84,050	83,980	0,070	0,005
19	2000	84,385	84,480	-0,095	0,009
20	2100	84,813	85,000	-0,187	0,035
21	2180 (P <sub>2</sub> )	85,134	85,430	-0,296	0,088
22	2300	85,762	85,980	-0,218	0,048
23	2400	86,334	86,390	-0,056	0,003
24	2475	86,602	86,640	-0,038	0,001
25	2520	86,813	86,820	-0,007	0,000
26	2700	87,612	87,440	0,172	0,030
27	2900	88,460	88,190	0,270	0,073
28	3180 (P <sub>3</sub> )	89,201	89,280	-0,079	0,006
29	3400	90,210	90,080	0,130	0,017
30	3600	90,640	90,760	-0,120	0,014
31	3740 (P <sub>4</sub> )	91,550	91,500	0,050	0,002
32	4000	92,950	93,010	-0,060	0,004
33	4200	94,020	93,830	0,190	0,036
34	4580 (P <sub>4</sub> )	95,167	95,167	0,000	0,000

A avaliação global da qualidade da calibração automática se apresenta pelo coeficiente de confiança  $\phi$  que é o somatório dos residuais de carga hidráulica elevado ao quadrado para as 34 observações de campo :

$$\phi = \sum_1^{34} [h_{obs} - h_{cal}]^2 = 1,34$$

$$\text{Desvio médio quadrado} = (\phi/n) * 100 = (1,34 / 32) * 100 = 4,18 \%$$

Para visualizar melhor o resultado da calibração automática foi confeccionado um gráfico, no qual se verifica uma calibração bastante satisfatória (Figura 31).

Os valores de carga hidráulica calculadas com as permeabilidades otimizadas no regime estacionário foram visualizados por um gráfico de isolinhas de carga hidráulica a cada 1 metro a partir da barragem de aluvionamento B<sub>1</sub> (Figura 32) e depois foram transferidos para o modelamento não-estacionário com PMWIN servindo como valores iniciais nesta nova fase de simulação.

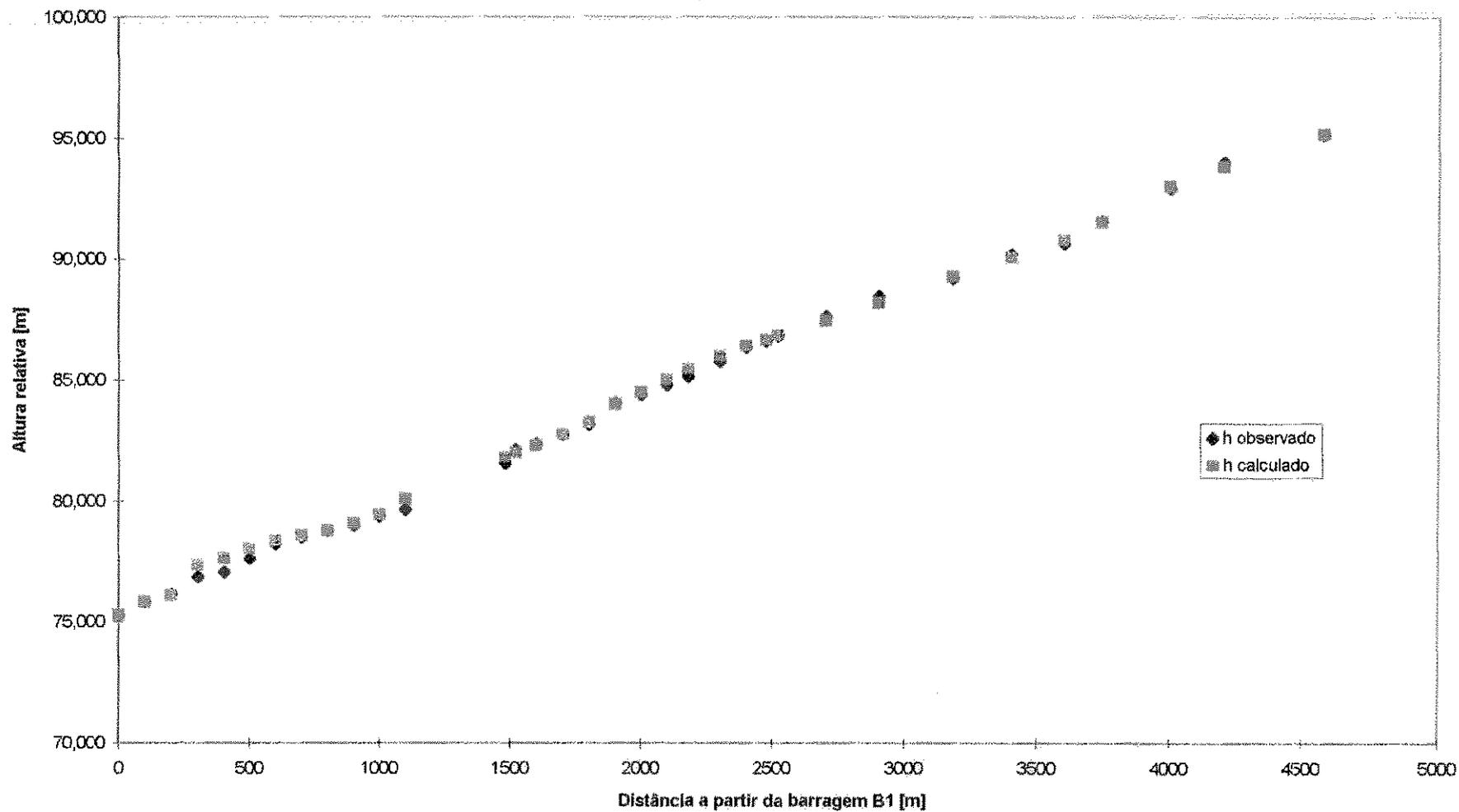


Figura 31 : Resultados da simulação estacionária mostrando os valores das cargas hidráulicas observadas e calculadas

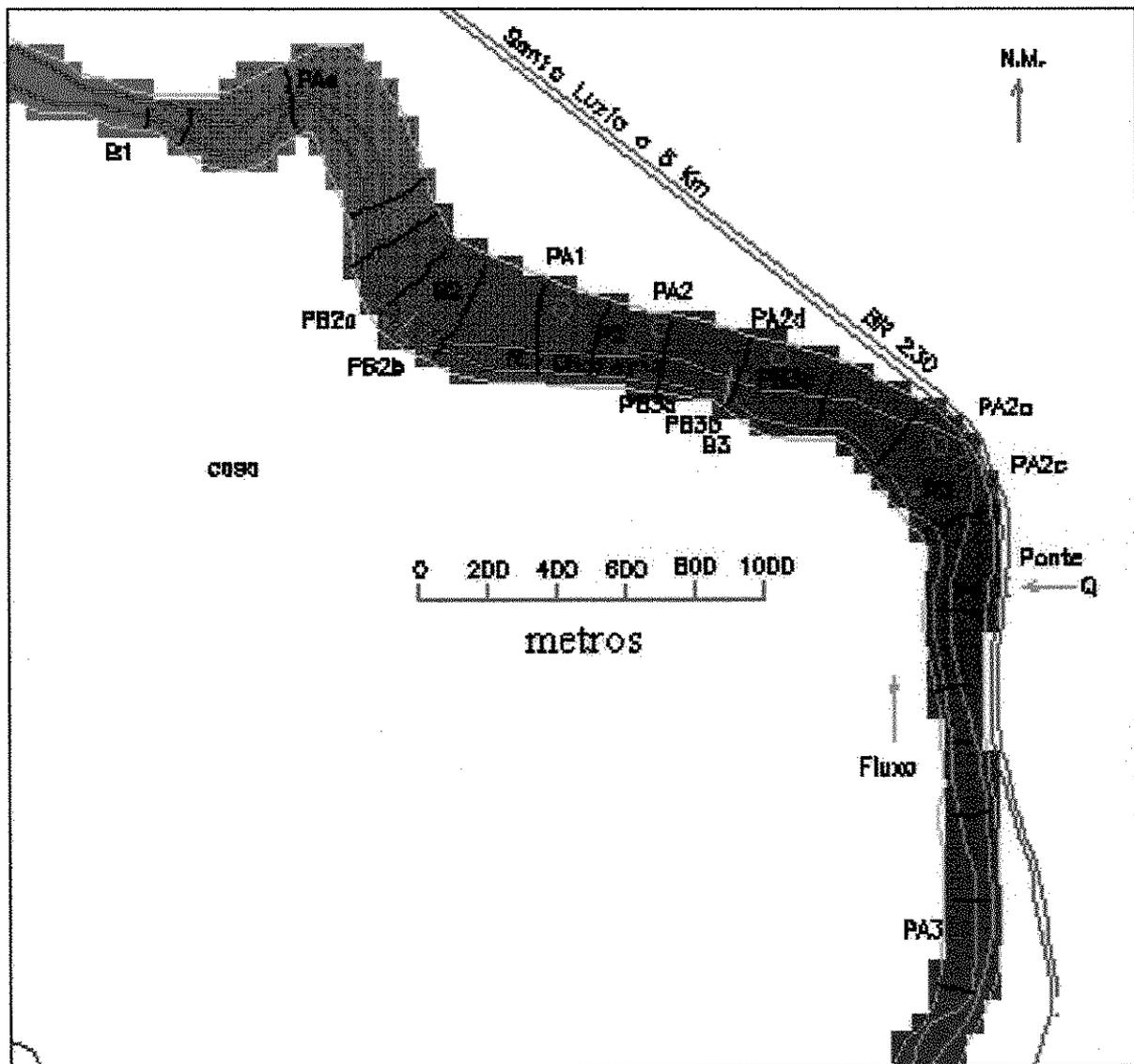


Figura 32 : Resultados da simulação estacionária mostrando as isolinhas de carga hidráulica a cada 1 metro

## 5.2 - Evolução temporal dos níveis freáticos

No modelamento estacionário não foram considerados os efeitos de recarga depois de vários períodos de chuvas e o fenômeno de evapotranspiração. O modelamento não-estacionário que segue em geral a calibração das permeabilidades tem como alvo determinar a evolução dos níveis freáticos em poços de observações com o tempo, isto reflete o efeito de armazenamento ou drenagem do aquífero. Por causa disso, foi considerado o coeficiente de armazenamento; no caso de aquífero não-confinado, trata-se do coeficiente da porosidade efetiva ou o rendimento específico do meio poroso. Neste trabalho, um valor de *0.10* foi atribuído para o modelamento não-estacionário. Principalmente, a porosidade efetiva é distribuída em zonas e devia ser ajustada da mesma forma como foi feito para as permeabilidades. Isto não foi realizado neste trabalho.

A partir da modelagem não-estacionária entra em ação outra fase de calibração de novos parâmetros hidrológicos que dependem principalmente do tempo, tais como o efeito temporal da recarga e evapotranspiração. Os parâmetros que descrevem a recarga e evapotranspiração devem ser ajustados no modelamento não-estacionário pelo processo de tentativa e erro em definidos intervalos de tempo.

O programa PMWIN inclui 2 programas auxiliares, o programa de Recarga [RCH1] e de Evapotranspiração [EVT1], que permite tratar numericamente estes dois fenômenos separadamente. Conhece-se as taxas de precipitação por registro de um pluviômetro instalado no aluvião, uma taxa de recarga racional deve ser estimada e transmitida ao programa PMWIN para cada intervalo de tempo de simulação; em nosso caso, o intervalo foi uma semana por causa da medição semanal no campo durante o ano de observação de 1988. Esta recarga foi estimada a partir dos dados observados de chuva e também do efeito do escoamento superficial, onde se verifica no aquífero em estudo que durante a época das fortes chuvas o escoamento em todo o aluvião ocorre num período de 3 a 4 dias deixando o trecho aluvial super-saturado.

As hipóteses admitidas para a consideração da recarga e evapotranspiração a partir dos dados de precipitações foram as seguintes :

- Para chuvas médias e fortes (acima de 40 mm), foi considerado que as mesmas tinham influência na semana na qual ocorreu e também na semana seguinte. Isso devido o movimento de água subterrânea ser muito lento, pois uma alta velocidade de água subterrânea estaria na faixa de 1 metro/dia (TODD, 1990).
- Nas ocorrências das fortes chuvas, o total de recarga poderia ser maior que o valor precipitado, devido a contribuição de escoamento superficial na respectiva área em estudo (vide figura 11).
- Foi estimado uma recarga média subterrânea no período chuvoso de 3mm/semana, devido a existência de riachos (como São Gonçalo e Saco do Coité) e fluxos laterais que vem das montanhas e desaguam diretamente na área selecionada.
- A evapotranspiração mensal foi estimada baseando-se nos dados de registros da região de estudo (vide Tabela 1).
- Foi considerado que a evapotranspiração ocorreria até uma profundidade máxima de extinção de 50 cm (FREEZE & CHERRY, 1979).

Os valores distribuídos de recarga e evapotranspiração aplicado no modelamento não-estacionário da evolução temporal do nível freático no poço P<sub>3</sub> é apresentado abaixo (Tabela 10) para calibrar o nível freático observado durante 38 semanas no ano de 1988.

O programa de carga especificada variante no tempo [CHD1] foi de grande utilidade neste trabalho. Pois a condição de contorno na saída da área de estudo sempre esteve com altura de carga hidráulica constante durante todo tempo de simulação por causa do efeito da represa na barragem B<sub>1</sub> e, por isso, o valor de condição de contorno foi definida de  $h = 75,26$  m. A condição de contorno na entrada do aluvião 5 km montante perto do poço amazonas P<sub>A3</sub> foi totalmente diferente. Após a época de chuva, o nível freático neste contorno aumentou significativamente e no período de estiagem, o nível freático nesta fronteira rebaixou-se constantemente, por isso essa condição de contorno dependia extremamente do tempo. Sabe-se que fluxos laterais subterrâneos que

fluem durante o ano todo dentro do aluvião, causam uma recarga parcial na área de estudo, estes fluxos não são medidos facilmente, mas um poço de observação existente neste local permite medir a variação do nível freático que pode ser tratado no programa de [CHD1] como uma condição de contorno de altura de carga hidráulica variante com tempo.

Tabela 10 : Precipitação medida (P), taxa de recarga (I), evapotranspiração potencial máxima ( $R_{FTM}$ ) e Evapotranspiração real ( $R_{FT}$ ) no poço P<sub>3</sub> utilizando os dados de campo do ano 1988 (OLIVEIRA, 1992)

Semanas	Data	P, mm	P, m/s	I, mm	ET, mm	ETr, mm	I / mês	ET / mês	ETr / mês
1	09/01/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,00E-08	0,00E+00	2,06E-07	1,80E-07	4,50E-08
2	16/01/88	92	1,52E-07	2,00E-07	9,00E-08	4,50E-08	=124,8 mm	=109,1 mm	=27,3 mm
3	23/01/88	2	3,30E-09	2,00E-08	9,00E-08	3,38E-08			
4	30/01/88	0	0,00E+00	6,00E-09	8,00E-08	2,20E-08			
5	06/02/88	0	0,00E+00	6,00E-09	8,00E-08	1,20E-08	5,20E-08	3,40E-07	7,45E-08
6	13/02/88	28	4,62E-08	2,00E-08	9,00E-08	6,75E-09	=31,5 mm	=206,0 mm	=45,1 mm
7	20/02/88	0	0,00E+00	2,50E-08	1,00E-07	6,25E-09			
8	27/02/88	36	5,94E-08	4,50E-08	1,00E-07	2,00E-08			
9	05/03/88	0	0,00E+00	4,00E-08	8,00E-08	2,20E-08	1,37E-07	3,80E-07	7,32E-08
10	12/03/88	18	2,97E-08	2,70E-08	1,00E-07	2,50E-08	=83,0 mm	=230,3 mm	=44,4 mm
11	19/03/88	40	6,60E-08	1,00E-07	9,00E-08	6,53E-08			
12	26/03/88	0	0,00E+00	6,00E-08	9,00E-08	7,31E-08			
13	02/04/88	22	3,63E-08	2,50E-08	1,00E-07	6,88E-08	2,25E-07	3,70E-07	2,71E-07
14	09/04/88	8	1,32E-08	4,00E-08	9,00E-08	6,41E-08	=136,4 mm	=224,2 mm	=164,4 mm
15	16/04/88	86	1,42E-07	2,00E-08	1,10E-07	6,19E-08			
16	23/04/88	40	6,60E-08	8,50E-08	8,00E-08	7,50E-08			
17	30/04/88	2	3,30E-09	3,50E-08	8,00E-08	7,60E-08	1,70E-07	3,50E-07	2,88E-07
18	07/05/88	0	0,00E+00	3,00E-08	8,00E-08	7,50E-08	=103,0 mm	=212,1 mm	=174,5 mm
19	14/05/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,00E-08	8,32E-08			
20	21/05/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,00E-08	8,21E-08			
21	28/05/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,00E-08	7,99E-08	2,40E-08	3,60E-07	3,24E-07
22	04/06/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,00E-08	7,87E-08	=14,5 mm	=218,2 mm	=196,3 mm
23	11/06/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,00E-08	7,65E-08			
24	18/06/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,00E-08	6,86E-08			
25	25/06/88	4	6,60E-09	2,00E-08	9,50E-08	8,07E-08	3,80E-08	3,70E-07	2,91E-07
26	02/07/88	0	0,00E+00	6,00E-09	9,50E-08	6,53E-08	=23,0 mm	=224,2 mm	=176,5 mm
27	09/07/88	3	4,95E-09	1,90E-08	1,00E-07	7,25E-08			
28	16/07/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,00E-07	6,88E-08			
29	23/07/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,00E-07	6,50E-08	3,70E-08	4,00E-07	2,62E-07
30	30/07/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,00E-07	5,62E-08	=22,4 mm	=242,4 mm	=159,1 mm
31	06/08/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,10E-07	5,64E-08			
32	13/08/88	14	2,31E-08	3,00E-08	1,10E-07	5,50E-08			
33	20/08/88	0	0,00E+00	9,00E-09	1,10E-07	5,22E-08	5,10E-08	4,40E-07	1,91E-07
34	27/08/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,10E-07	2,75E-08	=30,9 mm	=266,6 mm	=115,8 mm
35	03/09/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,20E-07	2,85E-08			
36	10/09/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,20E-07	2,70E-08			
37	17/09/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,20E-07	1,20E-08	2,40E-08	4,80E-07	8,25E-08
38	24/09/88	0	0,00E+00	6,00E-09	1,20E-07	1,50E-08	=14,5 mm	=290,9 mm	=50,0 mm
T. (m/s)			6,52E-07	9,64E-07	3,67E-06	1,9E-06	9,64E-07	3,67E-06	1,90E-06
T. (mm)			395,0	584,2	2224,0	1153,3	=584 mm	=2224 mm	=1153,3mm

FATOR DE CONVERSÃO :

$$100 \text{ mm / ano} = 3,169 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} ; 100 \text{ mm / semana} = 1,65 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$100 \text{ mm / semana} / 1,65 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} = 6,06 \cdot 10^{-8}$$

Os níveis freáticos e da precipitação medidos durante os anos 1988/89 (OLIVEIRA, 1992) é mostrado abaixo (Figura 33).

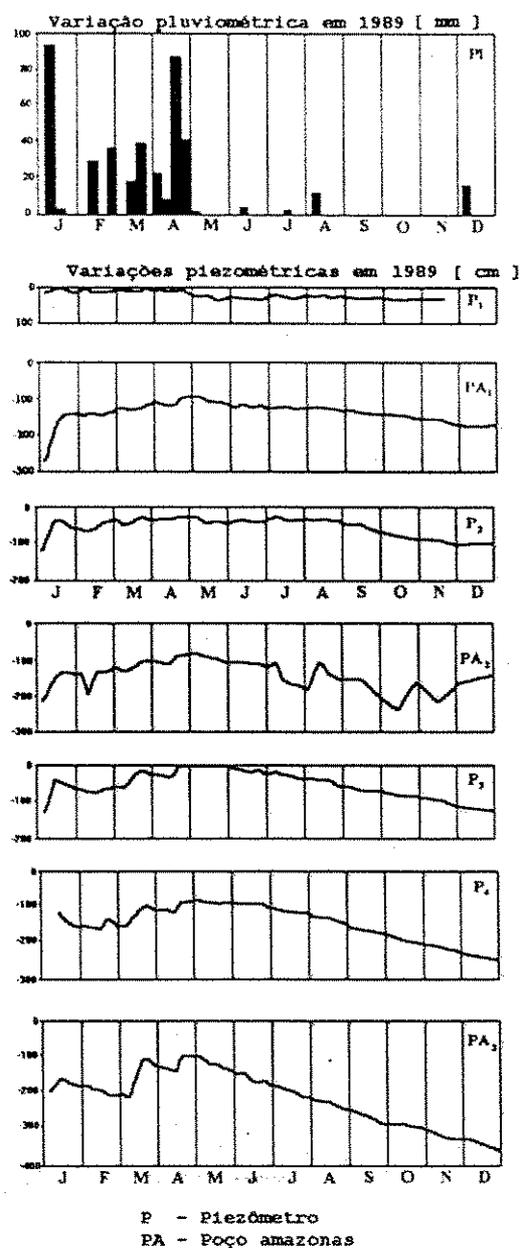


Figura 33 : Evolução dos níveis freáticos durante o ano de 1989 (OLIVEIRA, 1992).

O resultado final da calibração no poço de observação  $P_3$  é apresentado graficamente (Figura 34).

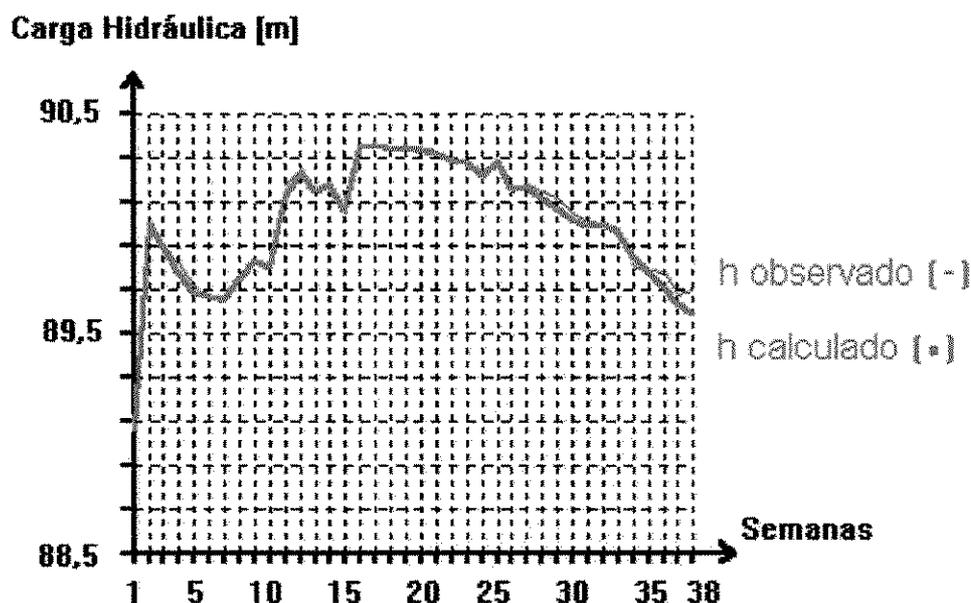


Figura 34 : Calibração não estacionária no poço  $P_3$  usando os pacotes **Recharge [RCH1]**, **Evapotranspiration [EVT1]** e **Time-Variant Specifield-Head [CHD1]**

Foram usados os mesmos valores de recarga e evapotranspiração para a área de estudo sem o uso do pacote **Time-Variant Specifield-Head [CHD1]**, isto é, não sendo considerado uma condição de contorno definida por altura de carga hidráulica variante com tempo, ou seja, o fluxo lateral foi considerado nulo durante as 38 semanas. Os resultados nesta outra etapa mostraram uma calibração não satisfatória para o poço piezométrico  $P_3$ , especialmente na época de estiagem a partir da décima quinta semana em diante (Figura 35).

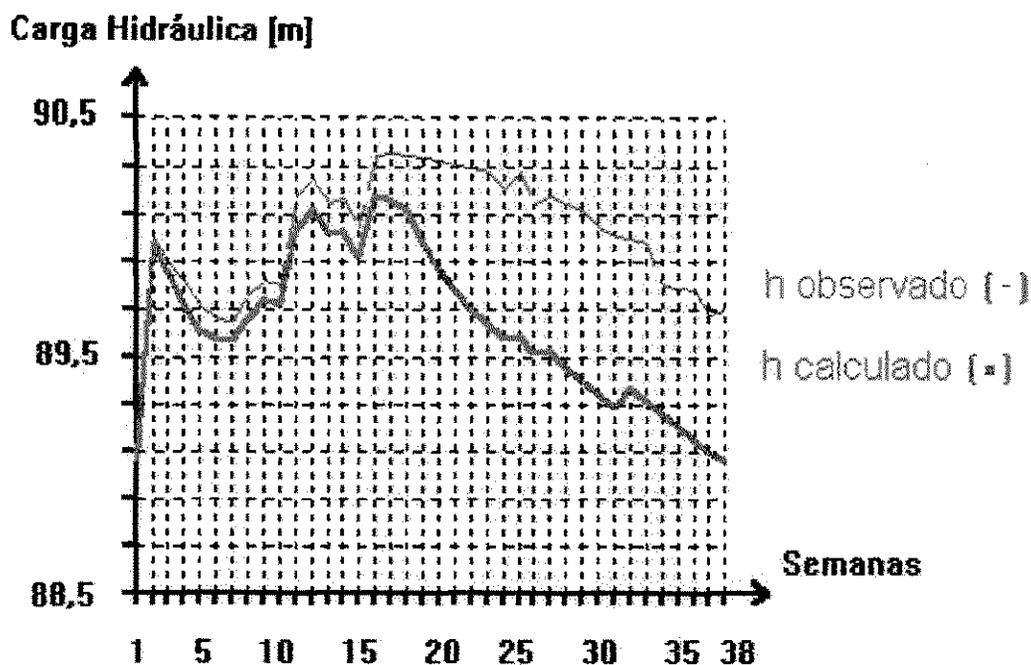


Figura 35 : Evolução do nível freático no poço P<sub>3</sub> usando as taxas de recarga e evapotranspiração do poço calibrado P<sub>3</sub> sem considerar entrada de fluxo lateral montante.

### 5.3 - A Verificação do Modelo

Após ter ajustado os valores recarga para toda área de estudo tendo como ajuste o poço piezométrico P<sub>3</sub>, foi feita o modelamento não-estacionário com todos parâmetros hidrológicos que foram usados na calibração de evolução temporal do nível freático no poço P<sub>3</sub> para o poço P<sub>4</sub> localizado a montante de P<sub>3</sub>. O poço P<sub>4</sub> apresenta também uma boa calibração (Figura 36).

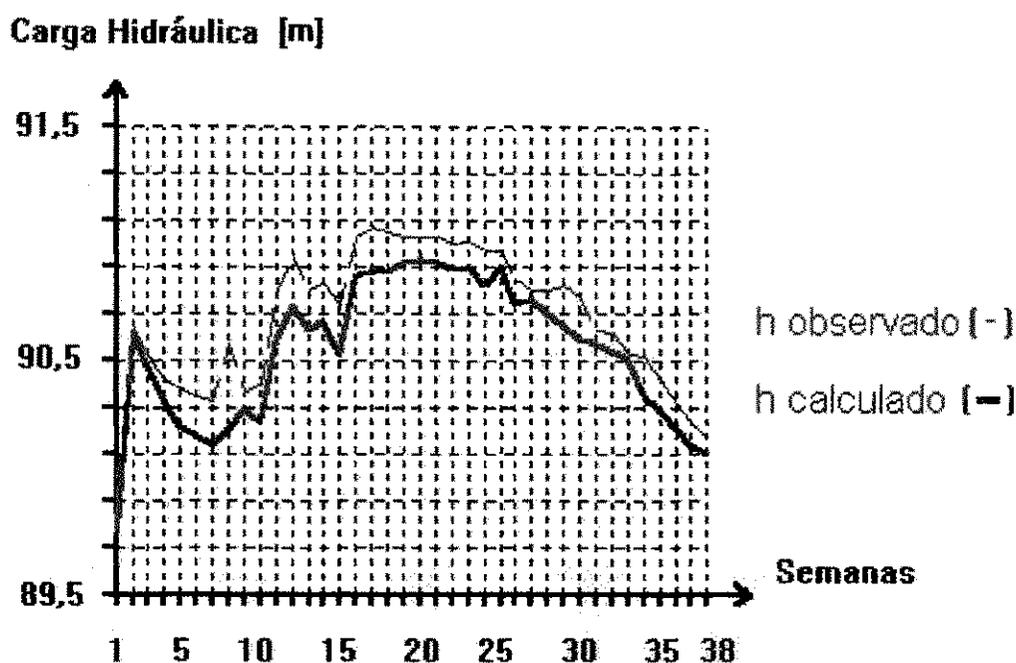


Figura 36 : Evolução do nível freático no poço P<sub>4</sub> usando as taxas de recarga e evapotranspiração do poço calibrado P<sub>3</sub> considerando entrada de fluxo lateral montante.

Usando os mesmos parâmetros hidrológicos do poço de calibração P<sub>3</sub> para o poço P<sub>2</sub>, o resultado do modelamento mostra uma má concordância entre os níveis calculados e observados (Figura 37). Este comportamento para o poço P<sub>2</sub> já era esperado, pois o poço está cerca de 1000 metros à jusante do poço piezométrico P<sub>3</sub> e fica localizado a montante bem próximo da barragem subterrânea B<sub>3</sub>, onde o mesmo sofre com certeza a influência do efeito no nível freático represado por esta barragem.

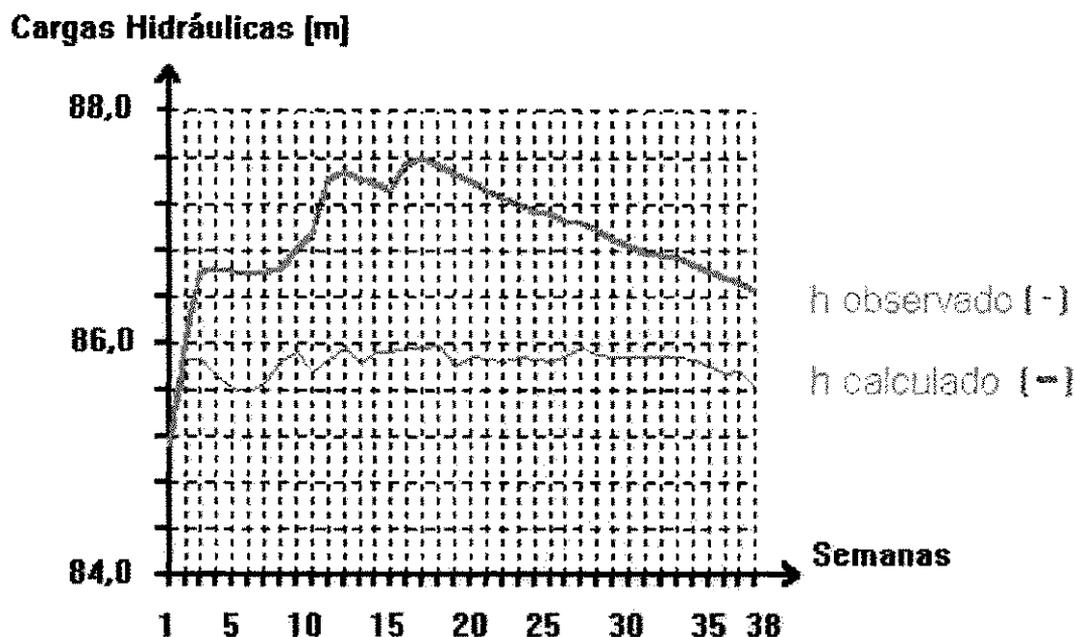


Figura 37 : Evolução do nível freático no poço  $P_2$  usando as taxas de recarga e evapotranspiração do poço calibrado  $P_3$  considerando entrada de fluxo lateral montante.

## 5.4 - A Predição através do Modelo

### 5.4.1 - A Simulação dos efeitos das Barragens Submersas

O barramento do fluxo subterrâneo é caracterizado por um septo de material impermeável, geralmente colocado transversalmente ao curso de água, totalmente encaixado no depósito aluvial (Figura 38).

Após ter feito todo o processo de calibração do modelo considerando ao longo do aluvião a influência das barragens  $B_1$ ,  $B_2$  e  $B_3$  no nível freático do aluvião, foi calculado o balanço hídrico na saída da barragem  $B_1$ , onde foi medida a taxa de depleção no ano de 1988, foi repetido o processo sem levar em conta a existência das barragens

$B_1$ ,  $B_2$  e  $B_3$  no nível freático do aluvião, onde novamente foi calculado o balanço hídrico no vertedor  $B_1$ .

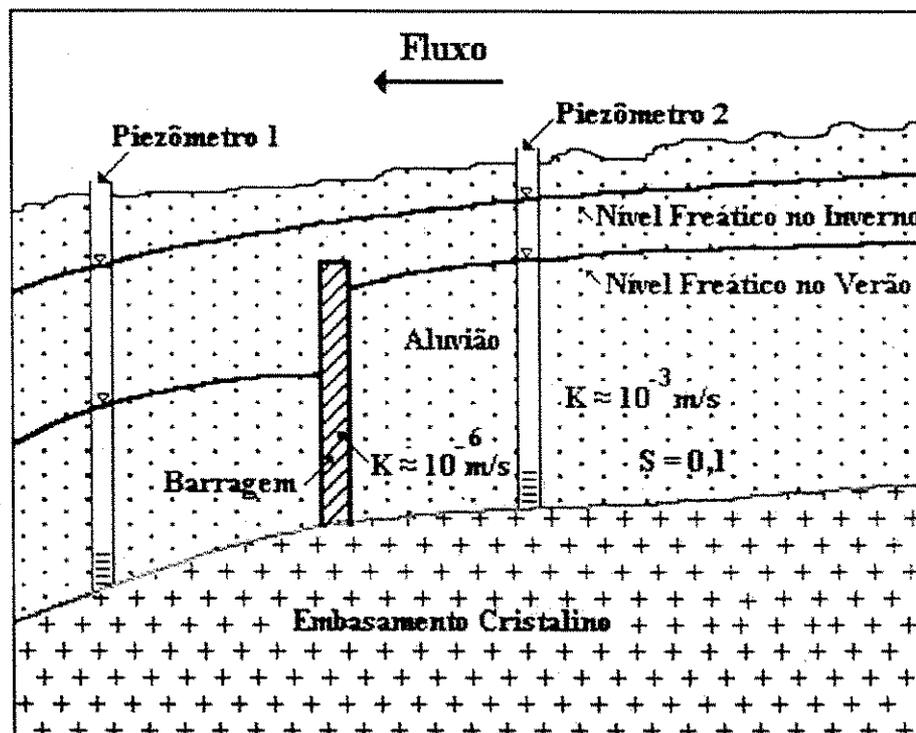


Figura 38 - Desenho esquemático de uma barragem submersa no aluvião (MONTEIRO, 1997)

Um balanço hídrico feito pelo programa WATER BUDGET do PMWIN para um modelamento incluindo, uma vez, as barragens  $B_2$  e  $B_3$  e, outra vez, para um modelamento sem as respectivas barragens, ou seja, para duas situações totalmente diferentes, foram calculados valores que representam o fluxo médio de vazão horizontal na saída da área de modelamento para a semana 33 no local da barragem  $B_1$  de :

$$Q_{\text{com barragens total}} = 1,652 * 10^{-2} \text{ m}^3 / \text{s} \quad (59,42 \text{ m}^3 / \text{h})$$

$$Q_{\text{com barragens parciais}} = 1,70 * 10^{-2} \text{ m}^3 / \text{s} \quad (61,92 \text{ m}^3 / \text{h})$$

$$Q_{\text{sem barragens}} = 1,726 * 10^{-2} \text{ m}^3 / \text{s} \quad (62,14 \text{ m}^3 / \text{h})$$

os quais são valores vinte vezes maiores como foram medidos na saída da barragem B<sub>1</sub> (vide curva de depleção na figura 20), que significa, o modelamento não reflete perfeitamente o comportamento global do aquífero em estudo. Há vários fatores que podem explicar o excesso da vazão simulada na barragem B<sub>1</sub>. O primeiro fator é o não-conhecimento da inclinação da base cristalina. Sabe-se da teoria de fluxo no aquífero não-confinado que a vazão obtida com a base horizontal é bem maior do que a vazão com uma base inclinada. Por exemplo, para uma inclinação do valor  $i = 0,0025$  (0,25 m/ 100 m), a vazão é apenas a metade da vazão como se encontra num mesmo aquífero com base horizontal. O segundo fator, que influi muito a taxa da vazão é a área do aquífero em estudo. A área do leito podia ser determinada facilmente pelas aerofotos, mas a área do terraços laterais, as vezes onduladas, eram seriamente superestimada e, por este fato, a vazão foi simulada grande demais. O último fator que deve ser considerado, é o desconhecimento total da taxa de infiltração do fluxo subterrâneo na base cristalina, talvez bastante fraturada em várias partes do curso do aquífero, como foi testado por levantamentos geofísicos nos anos anteriores (BISCHOFF et al., 1988, VITORINO, 1991).

Um cálculo realizado semanalmente pelo WATER BUDGET no PWMIN apresentou uma curva da taxa de vazão de acordo com a figura abaixo, (Figura 38).

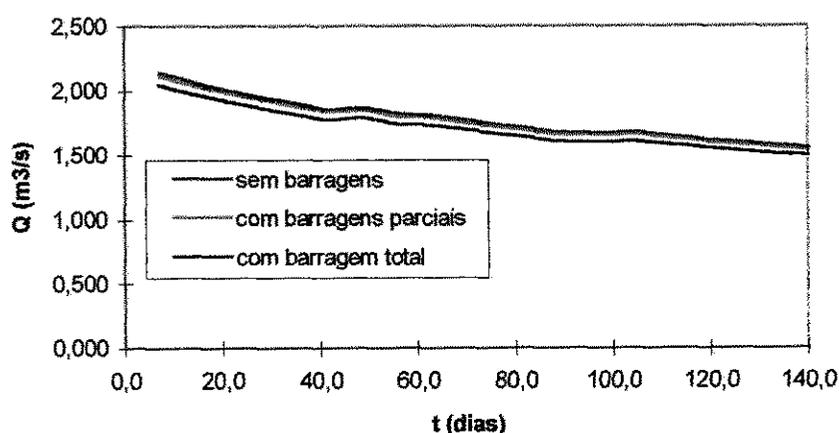


Figura 39 : Curva de depleção do aquífero em estudo obtido através do MODFLOW

A curva de depleção da figura 38 calculada com o programa WATER BUDGET associado ao PMWIN a jusante da barragem B<sub>1</sub>, não mostra claramente a tendência de uma diminuição exponencial durante os meses de estiagem. O coeficiente de recessão ( $\beta$ ) do aquífero em estudo de acordo esta figura foi  $\beta = 0,0022$  [1/dia], ou seja, aproximadamente 4 vezes menor do que o obtido anteriormente (vide curva de depleção na figura 20 de 0,0094 [1/dia]). Foi integrado as vazões simuladas na barragem B<sub>1</sub> sobre o período de 20 semanas (início: 14 de Maio ; fim: 24 de Setembro de 1988). O volume total neste período de estiagem considerando três situações possíveis, ou seja, o modelamento com barragem total (as barragens estendendo-se até os terraços laterais); com barragens parciais (as barragens atingindo somente o leito normal do rio) e, o modelamento sem barragens, apresentou os seguintes valores :

$$V_r \text{ com barragem total} = 0,206 * 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_r \text{ com barragens parciais} = -0,213 * 10^6 \text{ m}^3$$

$$V_r \text{ sem barragens} = 0,216 * 10^6 \text{ m}^3$$

É notável, que a vazão no vertedor B<sub>1</sub> é apenas um pouco maior no modelo com barragens do que no modelo sem barragens, refletindo que a quantidade do barramento da água em relação ao volume total armazenado na área de estudo é quase desprezível. O efeito positivo de barramento da água se manifesta apenas na vizinhança das respectivas barragens. Deve-se notar que a construção da barragem submersa está situada no leito do aluvião e não se estende para os dois terraços laterais, isto é, o barramento do fluxo subterrâneo é apenas no local da barragem submersa e, por causa disso, uma grande parte do fluxo horizontal desvia lateralmente do barramento submerso.

Uma outra simulação efetuada foi um modelamento da evolução temporal do nível freático em poços virtuais montante e jusante da barragem B<sub>2</sub> (Figura 40), e também outro modelamento da evolução temporal do nível freático nos mesmos poços virtuais, porém sem levar em consideração a existência das barragens (Figura 41).

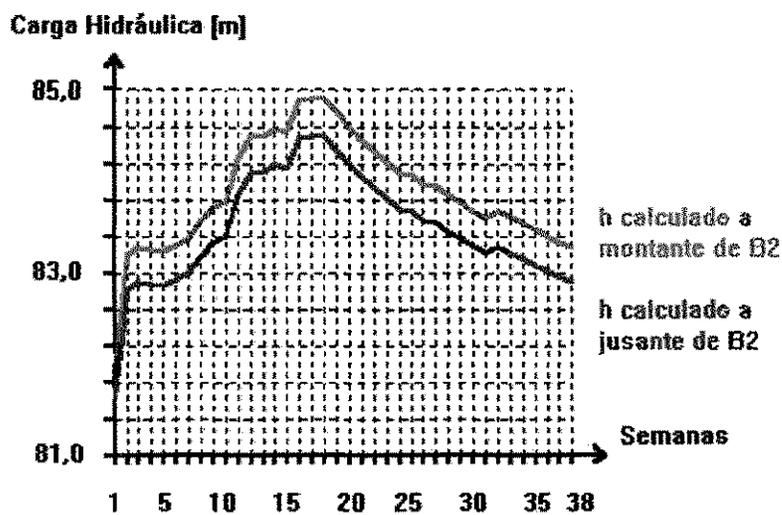


Figura 40 - Gráfico de carga *versus* tempo no modelamento do nível freático em poços virtuais montante e jusante na barragem B<sub>2</sub>.

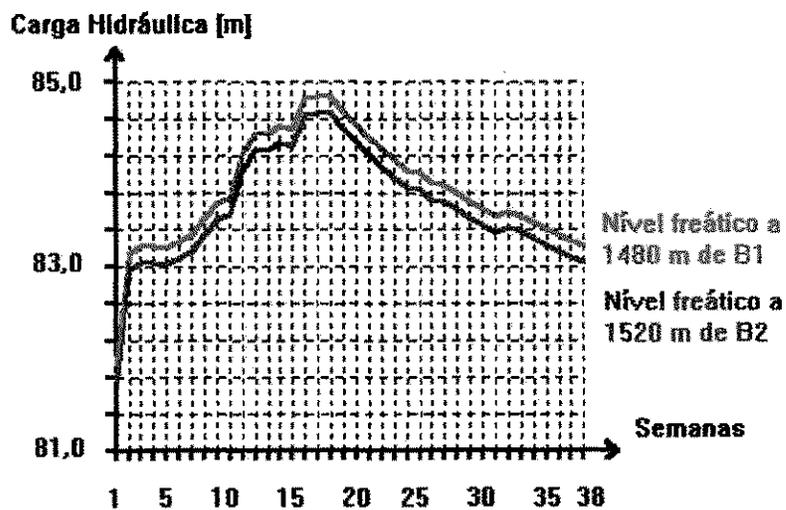


Figura 41 - Gráfico de carga *versus* tempo no modelamento do nível freático em poços virtuais montante e jusante no mesmo local do modelamento anterior sem existência da barragem B<sub>2</sub>.

O efeito da represa na barragem submersa B<sub>2</sub> pode ser visto na figura 38, onde a diferença entre os níveis freáticos do poço montante e jusante é maior que no

modelamento sem barragens apresentado na figura 40. Esta diferença do nível freático dos poços montante e jusante na barragem B<sub>2</sub> foi observado na medição de campo durante o ano de 1996/97 nos poços PB<sub>2A</sub> (poço jusante) e PB<sub>2B</sub> (poço montante). Este efeito era também bastante visível na observação da vegetação nas laterais do leito aluvial ao redor da barragem B<sub>2</sub> (vide figura 14). A parte montante, no lado direito da figura 14 mostra uma vegetação bastante verde, evidenciando a abundância de água subterrânea, enquanto no lado esquerdo mostra uma vegetação bastante seca, evidenciando a falta d'água subterrânea disponível.

## 6 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Até hoje, já foram realizados três trabalhos de mestrado no Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil na Área de Engenharia de Recursos Hídricos, que se baseiam no mesmo objetivo do modelamento matemático do fluxo subterrâneo no aquífero aluvial do riacho Chafariz perto da cidade de Santa Luzia - PB. O primeiro trabalho nos anos de 1988/89 elaborado pelo mestrando Patrice R. Oliveira iniciou o primeiro levantamento de campo nesta área de estudo, instalou cinco poços de observações e registraram as evoluções dos respectivos níveis freáticos semanalmente. Os dados deste levantamento serviram para o trabalho da mestranda Núbia B. Monteiro como base única no modelamento desenvolvido pela mesma, quanto auxiliaram também neste trabalho aqui apresentado.

Foi realizado um teste de bombeamento no ano de 1988 executado por P. Oliveira, que, embora, não deu um resultado muito confiável na determinação do coeficiente de permeabilidade, serviu como uma estimação da permeabilidade hidráulica deste aluvião em global para os trabalhos posteriores.

O primeiro modelamento matemático (OLIVEIRA, 1990) baseiou-se num programa simples confeccionado pelo próprio mestrando com a colaboração dos orientadores acadêmicos, enquanto o segundo trabalho (MONTEIRO, 1997) aproveitou um programa semi-profissional da Alemanha que permitiram simular outras situações hidrológicas. Este trabalho aqui apresentado aproveitou da disponibilidade do programa sofisticado do modelamento do fluxo subterrâneo que permitiram simular fenômenos de recarga e evapotranspiração temporais, de barragens submersas, potenciais definidos variantes com o tempo, como também otimizar parâmetros hidrológicos por método de mínimo quadrado, entre outros.

Justamente, a última opção acima mencionada foi intensivamente utilizada, por que este trabalho seguiu uma metodologia de campo pouca usada, na qual forneceu

uma quantidade de dados de observações de níveis freáticos ao longo de todo o aluvião em estudo. Com isso, foi possível executar uma calibração de permeabilidade através do método de mínimo quadrado bastante satisfatória.

O objetivo principal deste trabalho em comparação com os anteriores foi estudar o efeito das barragens submersas existentes ao longo do aluvião. Por causa disso foi estudado durante o período de observação a evolução do nível freático nos poços instalados montante e jusante da respectivas barragens. Como foi esperado, o degrau no nível freático montante e jusante era na faixa de 0,50 até 1,00 m. O modelamento global não mostra um armazenamento significativo de água subterrâneo durante o tempo estudado por influência das barragens que podem ser explicado pelo seu efeito local, apenas ao redor do seu barramento.

O programa bastante complexo baseado no método de diferenças finitas mostrou uma certa inflexibilidade para simular aluviões de extrema irregularidade de contornos geométricos e, também apresenta dificuldades enormes na definição de posição exata de poços de observações na área discretizada de modelamento. Com certeza programas baseados no método de elementos finitos seriam mais convenientes eliminarem estas dificuldades encontradas para o desenvolvimento deste trabalho.

Para a conclusão deste trabalho, o objetivo do modelamento foi conseguido, ficando como sugestão dar continuidade a este estudo para que seja feita o gerenciamento do potencial do aluvião para diversas finalidades.

As recomendações importantes, principalmente a parte prática de campo para a continuidade dos estudos ou outros similares são :

- Após a perfuração dos poços, é de grande valia fazer uma proteção de cerca de arame farpado, como foi feita neste trabalho. Elas evitam que os piezômetros fiquem em contato direto com pessoas, animais e também oferecem uma boa proteção contra os sedimentos trazidos pelas águas das chuvas quando acontecem o

escoamento superficial provindo das enchentes.

- ideal também nos piezômetros é que seja feita uma base de alvenaria ao redor dos mesmos, deixando-os não expostos a olhos humanos. Isto também poderia evitar o contato com os objetos trazidos pelas enchentes.
- Em relação aos locais de escolha de perfuração dos piezômetros, é bom evitar que os mesmos sejam construídos a jusante de uma sinuosidade de percursos dos rios. Pois, este foi justamente o motivo da perda de algumas de nossas perfurações durante a época de estudo. Depois de uma forte chuva, a enchente foi o suficiente para mudar o percurso natural do rio, fazendo-se assim um novo depósito de aluvião.
- A execução do trabalho de campo e o modelamento numérico mostrou a grande utilidade usar valores observados de níveis freáticos com emprego de poço-ponteira, que são obtidos facilmente ao longo do curso do leito aluvial. Uma vez definido os intervalos de distância e marcado por estacas em cotas por levantamento topográfico, as medições de nível freático nesses pontos do leito aluvial podem ser renovadas em curtos períodos de tempo novamente. Nesta maneira, recebe-se uma imagem completa do aluvião em toda sua extensão e pode possibilitar prognosticar melhor a evolução temporal dos níveis freáticos afetados por efeito de recarga e evaporação. Mesmo será possível determinar a dependência com o tempo das permeabilidades que com certeza não são constantes durante o ano, mas dependem da altura de zona saturada. Assim, o modelamento futuro dos aluviões do nordeste pode ser estudado com mais exatidão de informação, permitindo-se melhor predição para o futuro.

## 6 - BIBLIOGRAFIA

- ALBUQUERQUE, J. do P.T. 1984. **Os Recursos Hídricos de Água Subterrânea do Trópico Semi-Árido da Paraíba**. Campina Grande - Laboratório de Hidráulica - DEC / CCT / UFPB, 191 p. (Dissertação, Mestrado em Recursos Hídricos).
- ANDERSON, M. P. & WOESSNER, W. W. 1992. **Applied Groundwater Modelling, Simulation of Flow and Advective Transport**. Academic Pres. Inc., San Diego, USA, 381 p.
- ATLAS GEOGRÁFICO DO ESTADO DA PARAÍBA. 1985. João Pessoa. Secretaria da Educação, Governo do Estado da Paraíba - Universidade Federal da Paraíba.
- BANCO DE DADOS HIDROCLIMATOLÓGICOS DO NORDESTE. **Sistema de Pluviometria**, 1983. SUDENE.
- BEAR, J. 1979. **Hydraulics of Groundwater**. Mc Graw-Hill Inc. New York, USA, p.81.
- BEAR, J. & VERRUIJT, A. 1990. **Modelling Groundwater Flow and Pollution**. D. Reidel Publishing Company, Dordrecht - Holland, 414 p.
- BENVENUTO, C. & POLLA, C.M. **Aspectos Geotécnicos de Projeto e Construção de Barragens Subterrâneas no Nordeste**. In : CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. 7, Olinda - Recife, PE, 1982. ANAIS ... Recife. ABMS 1982. V. 2. p. 417-428.
- BISCHOFF, J., VITORINO, S. F., SCHUSTER, H. D. & PLAUMANN, G. 1988. **Electromagnetic Prospecting for Groundwater in the Semi-Arid Region of Paraíba**. In: Anais do XXXV Congresso Brasileiro de Geologia, Belém - PA, SBG, v. 4, p. 1539-1550.
- BEZERRA, E. de L. D. ,1997. **Determinação da Condutividade Hidráulica pelo Método Granulométrico Aplicado ao Aquífero Aluvial de Santa Luzia - PB**.

- Campina Grande - Laboratório de Hidráulica -DEC / CCT / UFPB, 191 p. (Plano de Pesquisa de Dissertação, Mestrado em Recursos Hídricos).
- BRITO, L.T. de L., SILVA, I. de S., MACIEL, J.L. e MONTEIRO, M.A.R. **Barragem subterrânea I : Construção e manejo.** Petrolina, PE. EMBRAPA-CPTASA : Boletim de Pesquisa, 36, 1989, 38 p.
- CHIANG, W. H & KINZELBACH, W. , 1996. **Processing MODFLOW: A Simulation System for Modelling Groundwater and Pollution**, 204 p.
- CIRILO, J.A. & CABRAL, J.P. (1987) Modelos de Água Subterrânea. In : Métodos Numéricos em Recursos Hídricos. Luis Carlos Wrobel et alii. Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH. Cap. 5. Vol. 1, P. 302 - 377, Rio de Janeiro - RJ.
- COSTA, W. D. **Aquíferos Aluviais como Suporte Agropecuário no Nordeste.** In : CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS. 3, Fortaleza, CE, 1984. ANAIS ... Fortaleza, 1984. V. 1. p. 431-440.
- COMISSÃO BRASILEIRA PARA O DECÊNIO HIDROLÓGICO INTERNACIONAL E DEPARTAMENTO NACIONAL DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. **Glossário de Termos Hidrológicos.** Brasília, 1976. 291 p.
- HUBBERT, M.K., The Theory of Ground Water Motion, *Journal of Geology* 48 (8), pp. 785-944, 1940.
- KINZELBACH, W. & RAUSCH, R. 1995. **Grundwassermodellierung : Eine Einführung mit Übungen.** Gebrüder Borntraeger, Berlin, Stuttgart. 283 p.
- KINZELBACH, W. 1986. **Groundwater Modelling. An Introduction With Sample Programs in Basic - Developments in Water Science**, v. 25, Amsterdam - Holland, 333 p.
- MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DA PARAÍBA. Governo do Estado da Paraíba - (CDRM) - Ministério do Interior - Ministério das Minas e Energia. João Pessoa.

1982.

McDONALD, M. G. & HARBAUGH, M. G. 1988. **A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Groundwater Flow Model**. "Techniques of Water-Resources Investigations of the U.S. Geological Survey", Modelling Techniques, v. 6, cap. A1, 576 p.

MELO, J. G., & LOPES, V. L.. **Comportamento Hidráulico dos Aluviões do Curso Inferior do Rio Encanto - RN**. 1 Simpósio de Hidrogeologia do Nordeste. Recife - PE. 1987. p. 25-36.

MEIRA, W. M. 1996. **Modelamento Bidimensional do Fluxo do Aquífero Aluvial para Uso de Pequenos Agricultores no Semi - Árido de Santa Luzia - PB**. Campina Grande - Laboratório de Geofísica - DMG/CCT/UFPB. (Relatório de Atividades da Bolsa de Iniciação Científica do PIBIC). 67 p.

MONTEIRO, N. B. 1997. **Modelamento Matemático para Simulação do Fluxo no Aquífero Aluvial no Semi-Árido de Santa Luzia - PB**. Campina Grande - Laboratório de Hidráulica - DEC / CCT / UFPB. (Dissertação, Mestrado em Recursos Hídricos). 78 p.

MONTEIRO, L.C.C. **Barragens Subterrâneas : uma Alternativa para Suprimento de Água na Região Semi-árida**. In : CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 3, Fortaleza, CE. 1984. ANAIS ... Fortaleza, ABAS. 1984, V. 1. p. 421-430.

NUTTING, P.G., Physical Analysis of Oil Sands, Bull of Amer. Ass. Petr. Geol. 14, pp. 1337-1349, 1930.

OLIVEIRA, P. R. da S. 1992. **Estudo Hidrogeológico de um Aquífero Aluvial com Barragens Submersas na Região de Santa Luzia - Paraíba**. Campina Grande - Laboratório de Hidráulica - DEC / CCT / UFPB. (Dissertação, Mestrado em Recursos Hídricos). 115p.

- PEIXOTO, JP., OORT, A.H. 1990. Le Cycle de L'eau et le Climat. La Recherche. Spécial : L'eau, V.21, p.570-79, mai.
- PEREIRA, E. A. **Barragens Subterrâneas**. Construção. V. 3. Nº 30. Outubro, 1959. Rio de Janeiro, RJ. Abril a junho. 1935. 6 p.
- RAMOS, F., OCCHIPINTI, A. G. , NOVA, N. A. V. & REICHARDT, K., MAGALHÃES, P. C. & CLEARY, R., 1986. **Engenharia Hidrológica**. Rio de Janeiro - ABRH. Editora da UFRJ, v. II. 269 p.
- SANTOS, N. C. F. (1992) Estudo do Comportamento de Aquíferos Aluviais no Período Seco no Semi-Árido do Nordeste Brasileiro. Campina Grande - Laboratório de Hidráulica - DEC / CCT / UFPB. (Dissertação, Mestrado em Recursos Hídricos). 149 p.
- SANTOS, J. P. & FRANGIPANI, A. **Barragens Submersas - uma Alternativa para o Nordeste Brasileiro**. In : CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, São Paulo, SP. 1978. ANAIS ... São Paulo, ABGE, 1978. V. 1. p. 119-126.
- SILVA, D. A. da & REGO NETO, J. **Avaliação de Barragens Submersíveis para fins de Exploração Agrícola no Semi-árido**. In : CONGRESSO NACIONAL DE IRRIGAÇÃO E DRENAGEM, 9. NATAL, RN. 1992. ANAIS ... Natal, ABID, 1992. V. 1. p. 335-361
- SILVA, A.S. ; LIMA, L.T.; MACIEL, J.L. e ARAÚJO, V. de P.A. - 1984 - Alternativas de captação, conservação e uso da água para abastecimento do meio rural. EMBRAPA - Petrolina - PE.
- SCHUSTER, H. D. M. , VITORINO, F. S. & BISCHOFF, H. 1988. **Combined Resistivity and Electromagnetic 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.

- SCHUSTER, H. D. M. , OLIVEIRA, & KOCH, U. 1990. **Estudo Hidrogeológico de um Aquífero Aluvial com Barragens Submersas na Região de Santa Luzia - Paraíba..** In: Anais do IV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas. Porto Alegre - RS , ABAS, p.30-37.
- TIGRE, C. B. **Barragens subterrâneas e submersas como meio rápido e econômico de armazenamento d'água.** Anais do Instituto do Nordeste. Fortaleza, CE. 1949. p. 13-29.
- TODD, D. K. F., **Hidrologia de Águas Subterrâneas.** Rio de Janeiro. Editora Edgard Blücher. 1967.
- UEHARA, K., TEIXEIRA, F. A. P., BRANDÃO, J.L.B., MIRANDA, J.A. e TEIXEIRA FILHO, J. **Estudos de sistemas alternativos para armazenamento e captação.** In : SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS. Fortaleza, CE. 1981. ANAIS ... Fortaleza, Ce. 1981. V. 3. p. 202-209.
- 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. 120p. (Dissertação, Mestrado em Geofísica)

# ANEXOS

## **ANEXO I (LISTAS DE TABELAS)**

**Tabela A : Pluviometria média mensal(1950 A 1996) em Santa Luzia  
(fonte : SUDENE e LMRS, 1996)**

**Tabela B : Dados topográficos na área de estudo.**

**Tabela C : Dados dos poços amazonas e de observação**

**Tabela D : Espessura saturada dos piezômetros e poços amazonas  
(agosto/96 a fevereiro/97).**

**Tabela E : Espessura saturada dos piezômetros e poços amazonas  
(março/97 a junho/97).**

**Tabela F : Pluviometria (1997) no pluviômetro instalado na área de  
estudo.**

**Tabela G : Pluviometria (1997) em Santa Luzia (fonte : LMRS, 1997)**

Tabela A : Pluviometria média mensal (mm) em Santa Luzia de 1950 a 1996 (Fonte : SUDENE e LMRS, 1997)

mês	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	Total
ano													Anual
1950	67,1	19,3	217,7	296,2	1,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	601,7
1951	0,0	78,0	71,0	20,8	39,4	8,2	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	62,5	282,9
1952	4,0	22,0	343,3	97,9	22,0	4,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	37,3	531,0
1953	0,0	2,0	3,0	24,1	6,2	16,0	2,9	0,0	0,0	0,0	97,0	70,0	221,2
1954	27,0	130,2	76,0	129,2	58,3	10,7	0,0	0,0	0,0	0,0	13,0	0,0	444,4
1955	62,8	153,1	140,2	101,4	74,9	0,0	0,0	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	534,9
1956	0,0	95,0	154,7	64,9	25,5	52,7	7,9	0,0	0,0	2,0	5,0	0,0	407,7
1957	28,3	70,9	354,3	118,7	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	575,2
1958	8,4	15,1	11,2	23,2	23,6	0,0	19,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	100,8
1959	68,7	153,3	101,0	12,2	23,0	27,3	0,0	17,0	0,0	0,0	0,0	9,3	411,8
1960	0,0	15,0	360,1	39,9	15,1	9,5	11,0	0,0	0,0	0,0	4,0	0,0	454,6
1961	141,0	163,8	222,3	21,5	7,0	5,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	560,9
1962	20,0	51,6	169,5	135,6	22,0	0,0	6,0	0,0	1,1	0,0	6,5	17,0	429,3
1963	29,4	110,1	133,9	199,5	0,0	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	74,1	547,6
1964	108,6	185,2	259,2	338,1	147,1	40,4	77,9	0,0	8,0	0,0	0,0	0,0	1164,5
1965	24,8	29,7	254,2	296,4	7,0	69,0	5,0	0,0	0,0	49,0	0,0	5,0	740,1
1966	33,0	155,6	10,9	150,4	52,0	18,4	23,0	0,0	4,0	0,0	58,0	10,3	515,6
1967	0,0	90,1	175,0	200,0	77,2	23,7	14,4	0,0	2,0	0,0	0,0	59,8	642,2
1968	75,5	56,2	298,5	121,4	88,5	5,3	2,7	0,0	0,0	0,0	0,0	51,0	699,1
1969	30,6	31,0	221,6	178,3	3,7	17,7	41,8	0,0	0,0	0,0	0,0	7,2	531,9
1970	79,7	4,8	94,0	50,2	0,0	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17,4	251,1
1971	3,7	109,7	301,0	312,7	21,5	22,6	0,0	0,0	6,3	0,0	11,4	1,0	789,9
1972	14,6	280,0	224,4	77,1	12,0	20,5	27,5	7,2	0,0	0,0	0,0	199,4	862,7
1973	23,8	80,1	167,1	268,8	92,9	14,2	9,4	7,0	0,0	0,0	4,0	6,4	673,7
1974	146,1	299,2	263,7	318,7	96,4	9,0	10,1	0,0	5,6	0,0	0,0	29,0	1177,8
1975	15,2	179,4	281,5	188,4	79,4	14,6	51,0	6,0	0,0	0,6	1,0	72,5	889,6
1976	5,4	88,6	120,8	70,2	15,8	12,2	1,8	5,4	0,0	93,4	10,0	24,5	448,1
1977	128,1	55,4	250,8	255,7	108,6	49,6	37,5	0,0	0,0	0,0	6,8	24,0	916,5
1978	23,0	292,5	188,6	65,4	78,8	50,2	66,8	0,0	0,0	0,0	15,2	0,0	780,5
1979	26,3	49,0	88,7	251,4	51,6	2,0	0,2	0,0	8,4	0,0	0,0	5,3	482,9
1980	5,5	199,8	138,0	36,4	0,0	14,2	0,0	0,0	0,0	9,3	4,8	7,3	415,3
1981	79,9	6,2	303,4	43,0	2,2	4,8	0,0	0,0	0,0	0,0	78,0	22,4	539,9
1982	2,0	34,6	21,8	169,6	25,4	8,4	0,0	3,2	4,2	1,2	4,6	1,2	276,2
1984	15,3	12,9	77,4	170,0	68,0	7,0	3,0	9,2	0,0	0,0	0,0	0,0	362,8
1985	74,0	490,7	289,4	364,3	19,0	57,0	9,5	0,0	0,0	0,0	2,0	66,5	1372,4
1986	79,0	386,0	268,9	182,0	22,0	3,0	12,0	12,0	37,0	7,0	12,0	10,0	1030,9
1987	38,0	58,0	354,0	69,0	8,0	21,0	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0	552,0
1988	38,0	86,0	175,2	247,2	9,0	0,0	15,5	14,0	0,0	0,0	0,0	6,5	591,4
1989	3,2	36,0	108,6	306,2	166,5	6,0	34,1	6,2	0,0	6,3	0,0	160,1	833,2
1991	22,5	29,5	373,0	76,0	9,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	510,0
1992	0,0	0,0	37,0	85,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	122,5
1993	15,9	13,0	26,0	0,0	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	88,9
1994	122,9	49,8	229,2	107,9	28,4	44,8	5,2	2,0	0,0	0,0	0,8	80,2	671,1
1995	6,7	107,6	137,7	88,6	207,2	11,9	9,2	0,0	0,0	0,0	4,0	6,5	579,4
1996	8,9	49,6	171,6	235,7	32,0	8,5	0,0	0,0	0,0	0,0	16,5	4,3	527,0
<b>Média</b>	<b>37,9</b>	<b>102,8</b>	<b>183,8</b>	<b>146,9</b>	<b>41,9</b>	<b>15,4</b>	<b>11,4</b>	<b>2,1</b>	<b>1,7</b>	<b>3,8</b>	<b>7,9</b>	<b>25,5</b>	<b>581,0</b>



Tabela C : Dados dos poços amazonas e de observação

Dados topográficos	E <sub>0</sub>	PA <sub>0</sub>	P <sub>4</sub>	PA <sub>2C</sub>	P <sub>3</sub>	PA <sub>2C</sub>	PA <sub>2A</sub>	PA <sub>2B</sub>	PA <sub>2</sub>	PB <sub>2C</sub>	PB <sub>2B</sub>	PB <sub>2A</sub>	P <sub>2</sub>	PA <sub>1</sub>	PB <sub>2B</sub>	PB <sub>2A</sub>	PA <sub>0</sub>
ALTURA EM RELAÇÃO AO NÍVEL NATURAL DO TERRENO EM (cm)	-	13,0	97,0	25,0	117,0	30,0	13,0	20,0	30,0	90,0	98,0	98,0	85,0	70,0	73,0	105,0	45,0
DISTÂNCIA DOS POÇOS E PIEZÔMETROS AO LEITO DO RIO (m)	-	28 *	6,0	25,0	20,0		6,0	60,0		2,0	2 *	2 *	4,0	250,0	3 *	2 *	40,0
DISTÂNCIA EM (m) EM RELAÇÃO A BARRAGEM (B1)	4975,0	4580,0	3740,0	3130,0	3180,0	3130,0	3100,0	3100,0		2520,0	2475,0	2440,0	2180,0	1900,0	1513,0	1480,0	400,0
PROFUNDIDADE ATE O CRISTALINO EM METROS	-	-	4,7	-	8,5		-	-		2,8	4,2	3,3	6,5	-	2,3	1,4	-

PA = poço amazonas

P = poço pluviométrico

P<sub>4</sub> = Baraco

PA2-D = poço amazonas (novo)

PA2-A = poço amazonas (grande)

PB = poço pluviométrico entre as barragens subterrâneas

B1 = Barragem (medição de vazão)

\* = distância em relação à margem direita do leito do rio

P4 está a 180 metros da ponte

B2 = está a 1800 metros de B1

B3 = está a 2470 metros de B1

Tabela D : Espessura saturada dos piezômetros e poços amazonas (agosto/96 a fevereiro/97)

DATA	E <sub>0</sub> (cm)	PA <sub>0</sub> (cm)	P <sub>4</sub> (cm)	PA <sub>2C</sub> (cm)	P <sub>3</sub> (cm)	PA <sub>2A</sub> (cm)	PA <sub>2B</sub> (cm)	PB <sub>2C</sub> (cm)	PB <sub>2B</sub> (cm)	PB <sub>2A</sub> (cm)	P <sub>2</sub> (cm)	PA <sub>1</sub> (cm)	PB <sub>2B</sub> (cm)	PB <sub>2A</sub> (cm)	PA <sub>0</sub> (cm)	VAZAO (m <sup>3</sup> /h)
18/08/96	-	237,0	68,0	-	33,0	82,5	89,0	46,0	49,5	48,0	78,0	-	46,0	109,0	-	3,960
18/10/96	295,0	308,0	123,0	-	78,0	117,0	130,0	50,0	69,0	86,0	124,0	188,0	53,0	119,0	165,0	1,800
13/12/96	-	368,0	176,0	-	119,0	160,0	167,0	69,0	88,0	117,0	155,0	202,0	62,0	130,0	187,0	1,270
10/01/97	-	399,0	201,0	163,0	137,0	177,0	185,0	80,0	96,0	131,0	167,0	213,0	71,0	135,0	200,0	0,910
26/02/97	350,0 seco	446,0	236,0	215,0 em bom- bomment	163,0	202,0	185,0	90,0	102,0	147,0	178,0	235,0	76,0	135,0	215,0	0,605
13/03/97	350,0 seco	457,0	247,0	197,0	171,0	210,0	185,0	94,0	105,0	154,0	185,0	-	81,0	135,0	-	-
25/03/97	-	367,0	198,0	185,0	158,0	197,0	seco	76,0	27,0	117,0	151,0	235,0	42,0	97,0	201,0	3,672
10/04/97	-	137,0	42,0	29,0	2,0	67,0	seco	-	-	-	72,0	105,0	17,0	48,0	110,0	-
26/04/97	-	137,0	32,0	27,0	-	65,0	seco	-	-	-	72,0	90,0	17,0	49,0	110,0	-

Tabela E : Espessura saturada dos piezômetros e poços amazonas (março/97 a junho/97)

DATA	PA <sub>0</sub> (cm)	P <sub>4</sub> (cm)	PA <sub>2C</sub> (cm)	PA <sub>2A</sub> (cm)	PA <sub>2B</sub> (cm)	PA <sub>2</sub> (cm)	PB <sub>2A</sub> (cm)	P <sub>2</sub> (cm)	PA <sub>1</sub> (cm)	PB <sub>2B</sub> (cm)	PB <sub>2A</sub> (cm)	PA <sub>0</sub> (cm)	VAZAO (m <sup>3</sup> /h)
26/04/97	137	32	33	60	105	85	165 *	72	90	17	49	105	
07/06/97	150	46	39	79	125	115	166 *	73	140	18	50	112	

Tabela F : Pluviometria (mm) no pluviômetro instalado na área de estudo (1997)

Dias/meses	jan	fev	mar	abril	maio	junho	julho	ago	set	out	nov	dez	Total
1				4,0									4,0
2				1,0	8,0								9,0
3					14,0								14,0
4													0,0
5													0,0
6													0,0
7	2,0				2,0								4,0
8					1,0								1,0
9													0,0
10													0,0
11													0,0
12			4,0										4,0
13	11,0		4,0		10,0						10,0		35,0
14													0,0
15				66,0									66,0
16													0,0
17													0,0
18													0,0
19													0,0
20													0,0
21				4,0									4,0
22			22,0	6,0									28,0
23			5,0		57,0							15	77,0
24			32,0										32,0
25			106,0	3,0									109,0
26	33,0											3	36,0
27			47,0	3,0									50,0
28													0,0
29													0,0
30													0,0
31													0,0
Total	46,0	0,0	220,0	87,0	92,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,0	18,0	473,0

Tabela G : Pluviometria (mm) no posto de Santa Luzia (Fonte : LMRS, 1998)

Dias/meses	jan	fev	mar	abril	maio	junho	julho	ago	set	out	nov	dez	Total
1													0,00
2				2,0	15,4								17,4
3													0,00
4													0,00
5					8,2								8,2
6													0,00
7	1,8												1,8
8					2,0								2,0
9					3,0								3,0
10				77,4									77,4
11													0,00
12													0,00
13		1,2	2,0		0,4						9,2		12,8
14	10,0		10,4		45,0								65,4
15				82,6						2,0			84,6
16				19,0									19,0
17													0,00
18													0,00
19				3,0									3,0
20													0,00
21		7,2		1,2									8,4
22	2,2	2,0	53									5,0	62,2
23				3,8								9,6	13,4
24	15,4		8,0		42,0								65,4
25	13,4		12,8		1,0								27,2
26	0,4		90,8	12,6								5,0	108,8
27	9,2		7,2	6,0									22,4
28			13,0										13,0
29													0,00
30													0,00
31			1,6										1,6
Total	52,4	10,4	198,8	207,6	117	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	9,2	19,6	617,0

## ANEXO II (LISTAS DE FIGURAS)

**Figura A : Perfil da seção de sondagem P<sub>3</sub>**

**Figura B : Perfil da seção de sondagem P<sub>4</sub>**

**Figura C : Perfil da seção de sondagem PB<sub>3C</sub>**

**Figura D : Perfil da seção de sondagem PB<sub>3B</sub>**

**Figura E : Perfil da seção de sondagem PB<sub>3A</sub>**

**Figura F : Perfil da seção de sondagem P<sub>2</sub>**

**Figura G : Perfil da seção de sondagem PB<sub>2B</sub>**

**Figura H : Perfil da seção de sondagem PB<sub>2A</sub>**

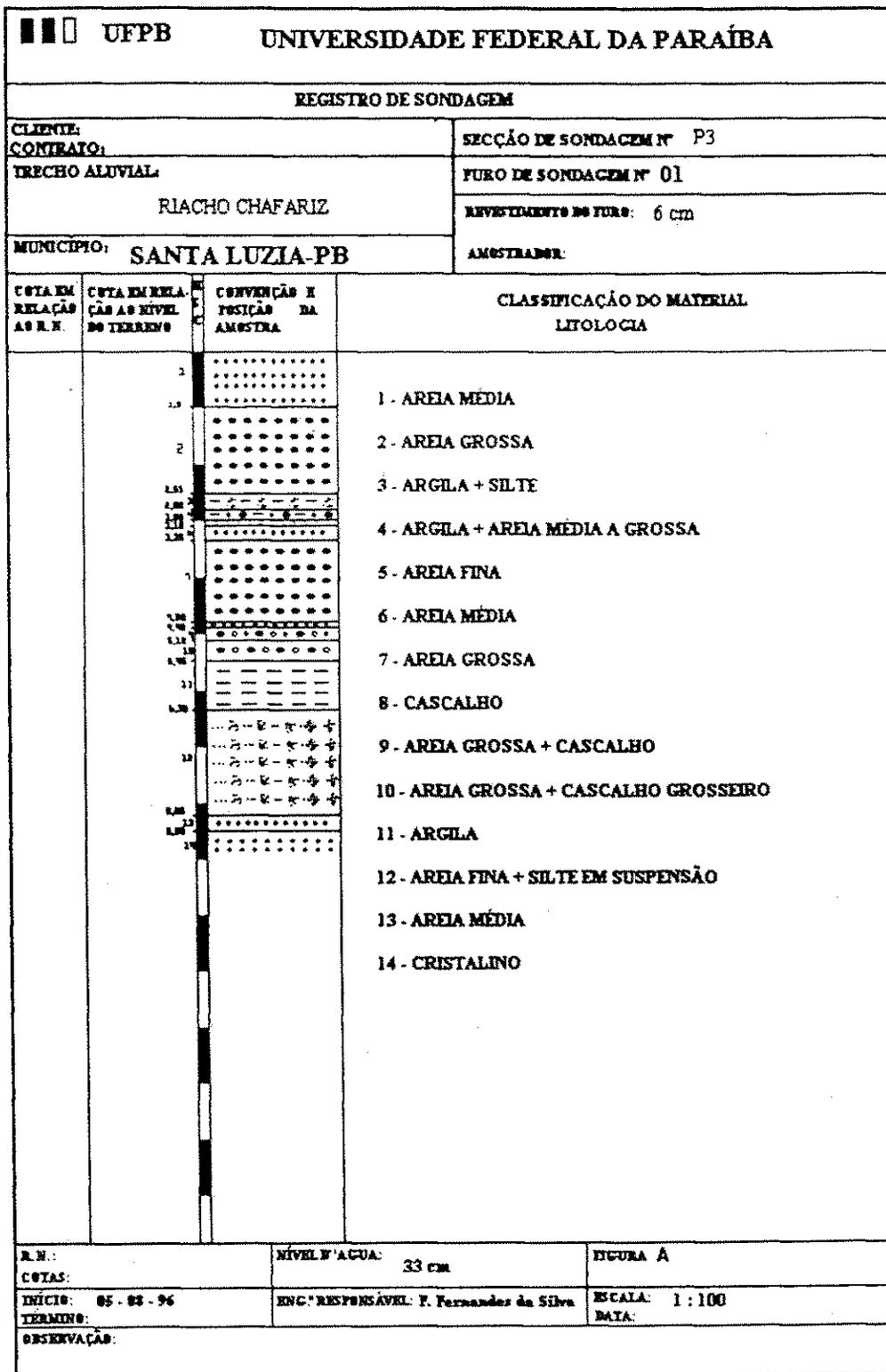
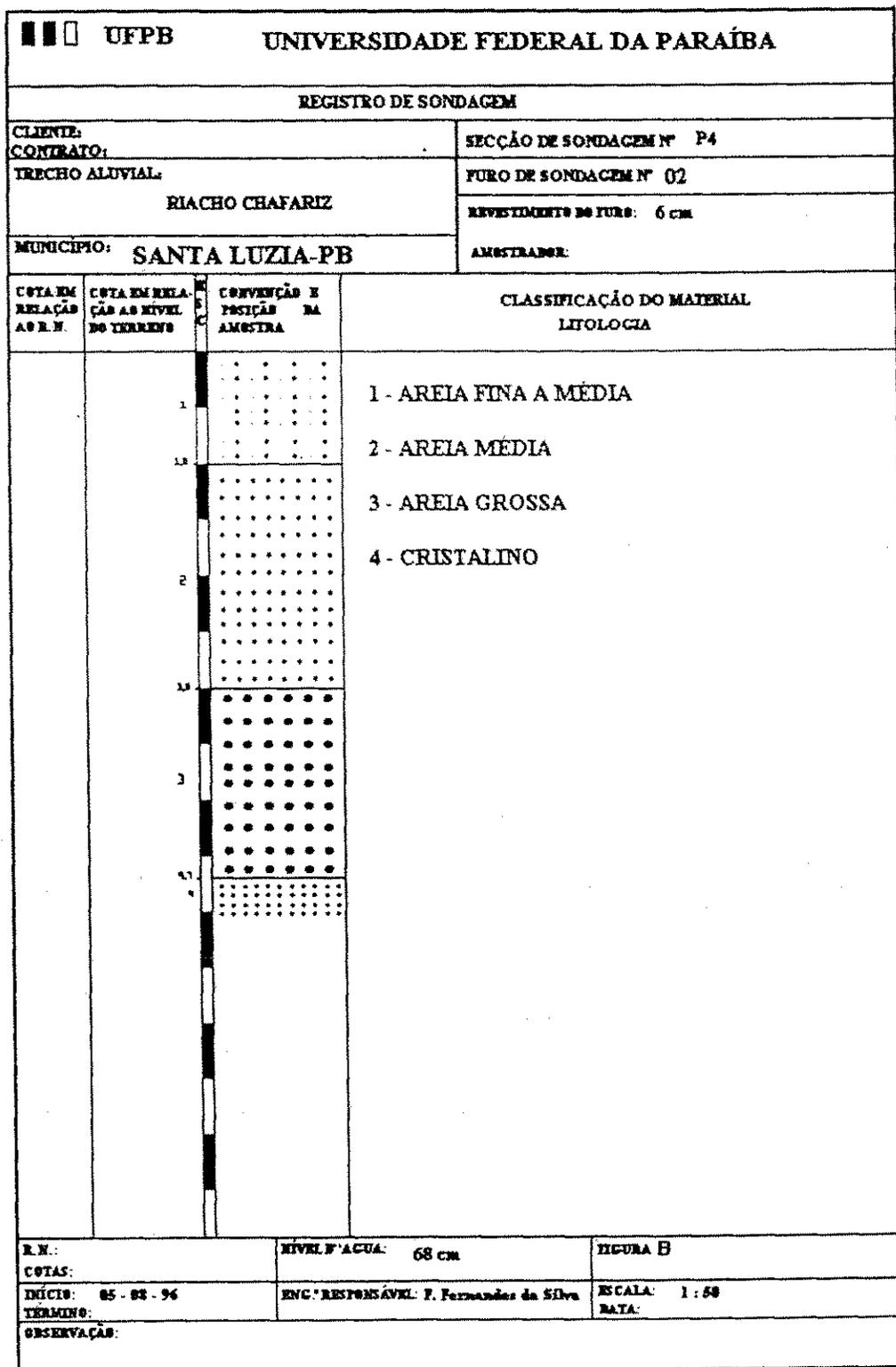


Figura A : Perfil da seção de sondagem P<sub>3</sub>



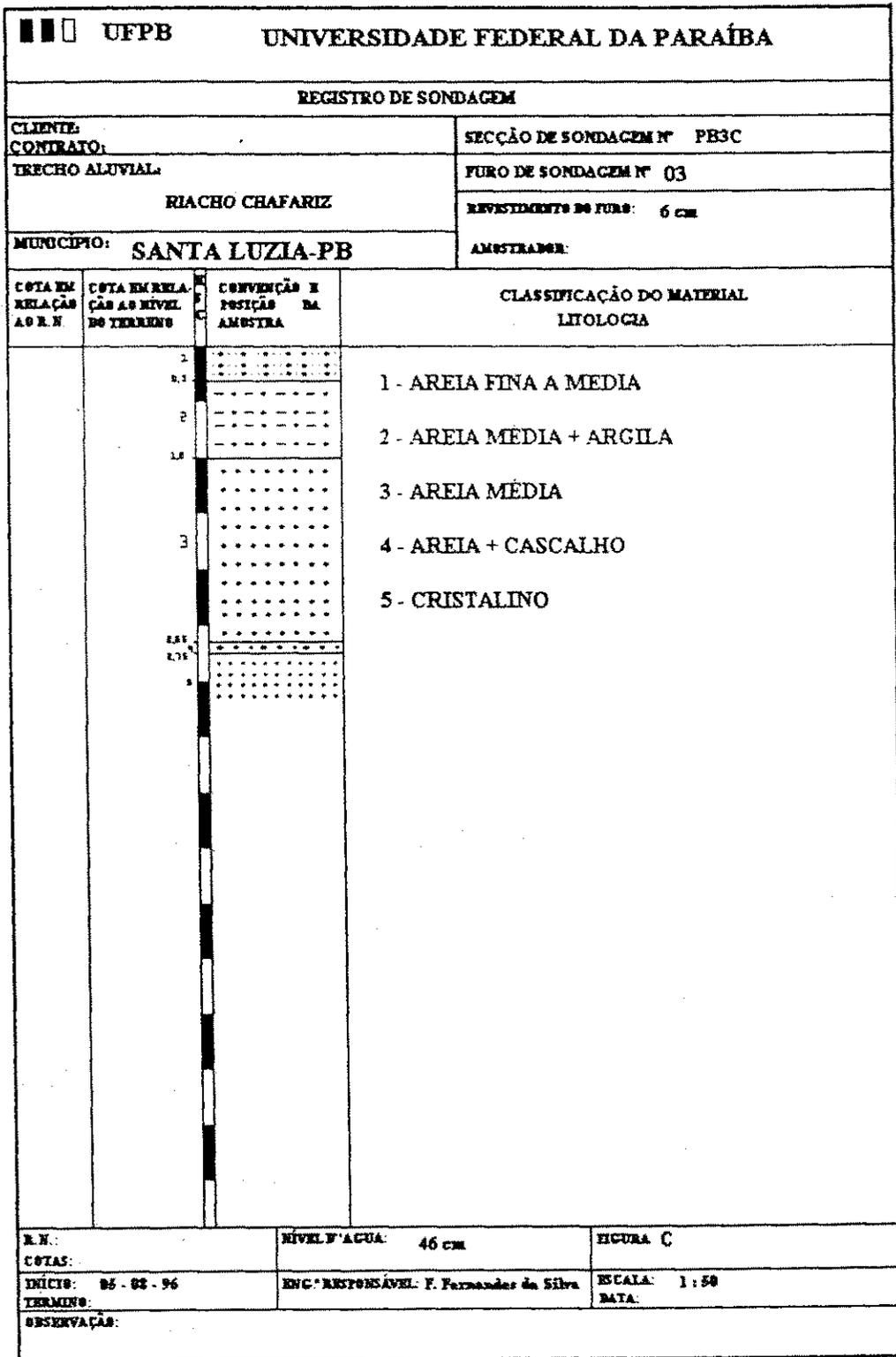


Figura C : Perfil da seção de sondagem PB<sub>3C</sub>



 <b>UFPA</b>		<b>UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA</b>	
<b>REGISTRO DE SONDAGEM</b>			
<b>CLIENTE:</b> <b>CONTRATO:</b>		<b>SEÇÃO DE SONDAGEM N°</b> PB3A	
<b>TRECHO ALUVIAL:</b> RIACHO CHAFARIZ		<b>FURO DE SONDAGEM N°</b> 05	
<b>MUNICÍPIO:</b> SANTA LUZIA-PB		<b>REVESTIMENTO DO FURO:</b> 6 cm	
		<b>AMOSTRADOR:</b>	
COTA EM RELAÇÃO AO R.N.	COTA EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO TERRENO	CONVERSÃO E POSICÃO DA AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL LITOLÓGICA
	1 0,5 1,0 1,5 2,0 2,5 3,0 3,5 4,0 4,5 5,0 5,5 6,0 6,5 7,0 7,5 8,0 8,5 9,0		1 - AREIA FINA 2 - AREIA FINA + ARGILA 3 - AREIA FINA 4 - AREIA FINA + ARGILA 5 - AREIA GROSSA + CALCALHO 6 - AREIA FINA 7 - AREIA GROSSA 8 - AREIA CALCALHENTA 9 - CRISTALINO
<b>R.N.:</b>		<b>NÍVEL D'ÁGUA:</b> 48 cm	<b>FIGURA</b> E
<b>COTAS:</b>		<b>ENC. RESPONSÁVEL:</b> F. Fernandes da Silva	<b>ESCALA:</b> 1 : 50
<b>INÍCIO:</b> 05 - 02 - 96		<b>DATA:</b>	
<b>TÉRMINO:</b>			
<b>OBSERVAÇÕES:</b>			

Figura E : Perfil da seção de sondagem PB<sub>3A</sub>

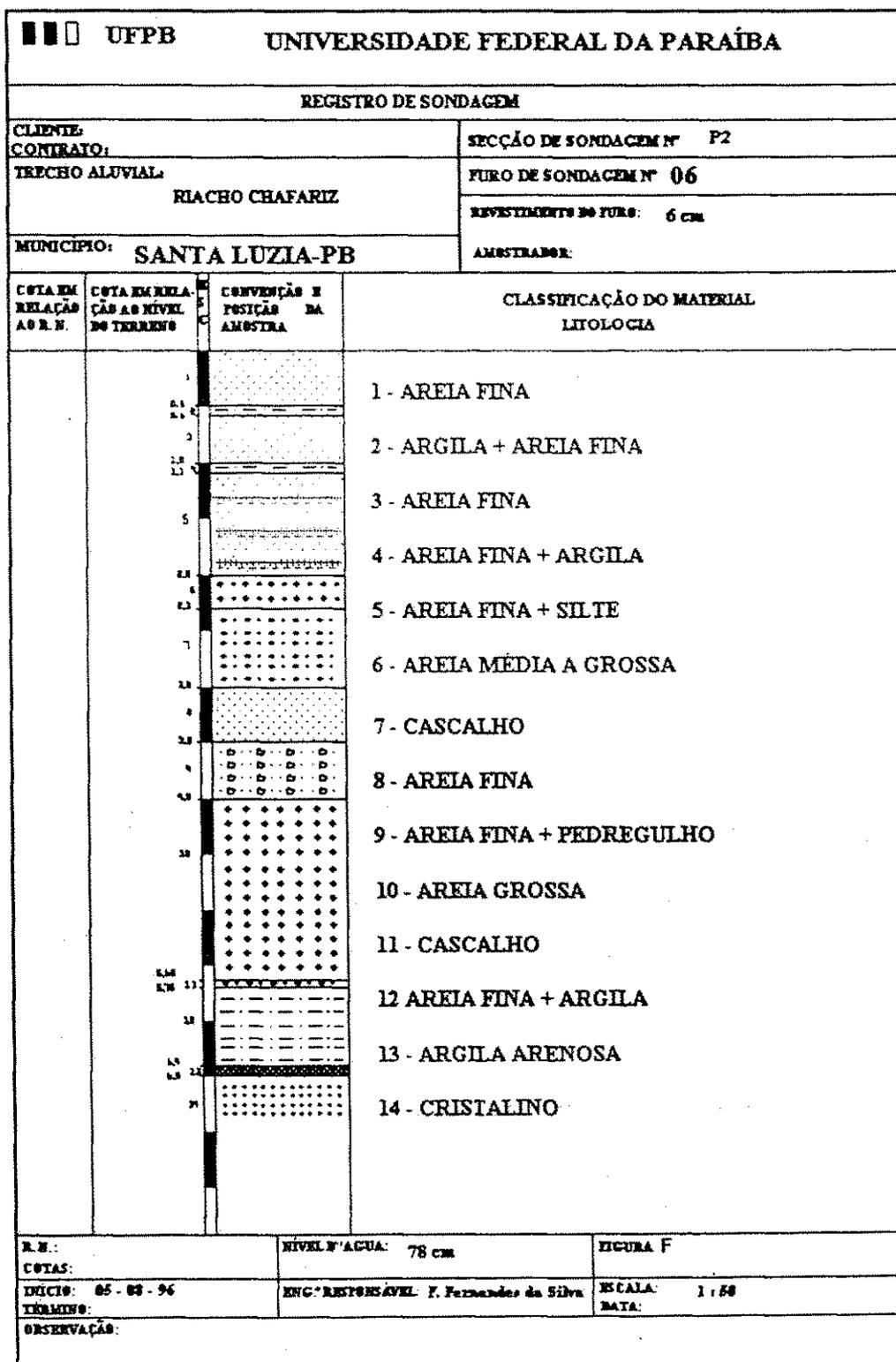


Figura F : Perfil da seção de sondagem P<sub>2</sub>

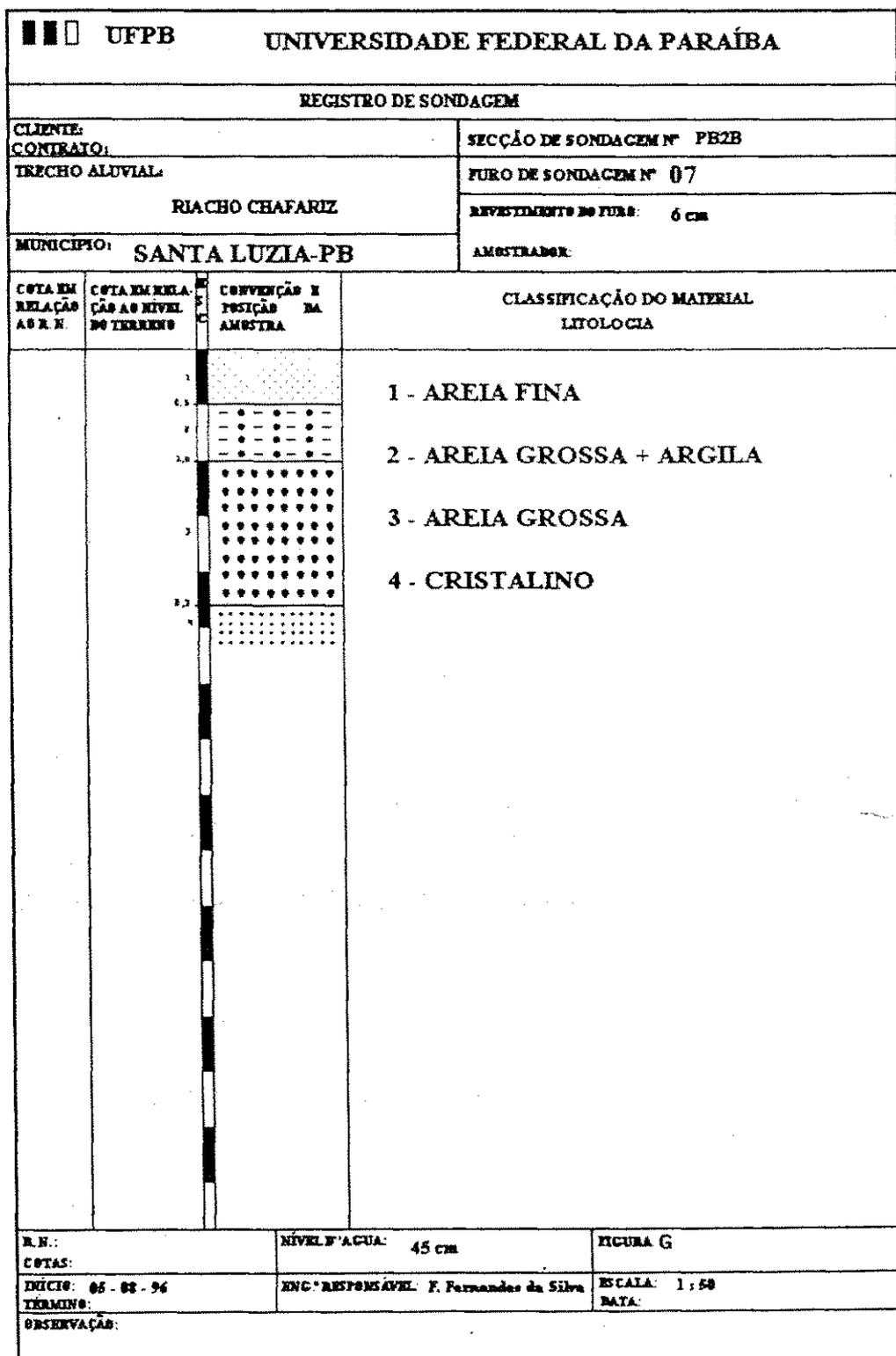


Figura G : Perfil da seção de sondagem PB<sub>2B</sub>

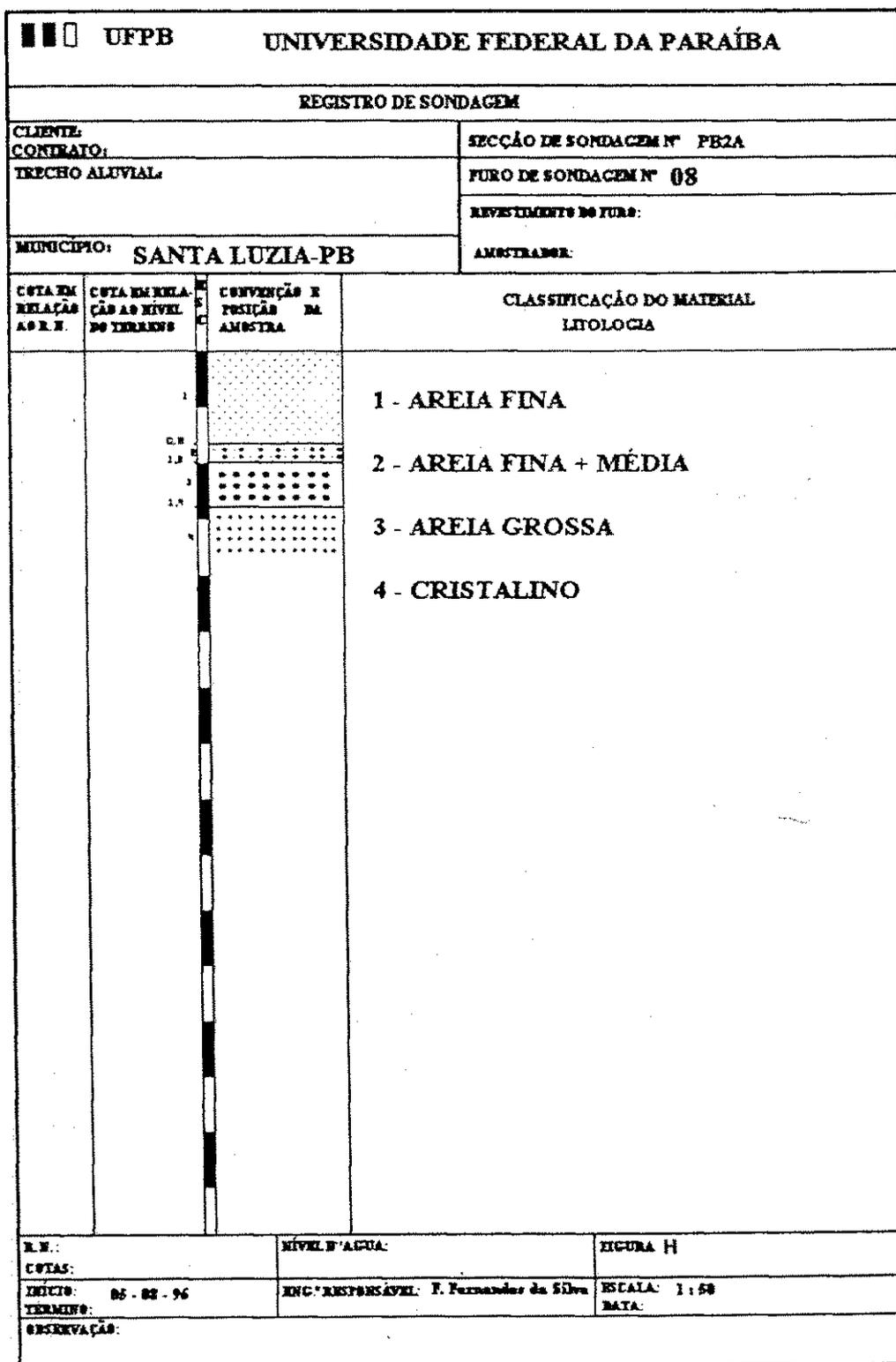


Figura H : Perfil da secção de sondagem PB<sub>2A</sub>