

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSOS DE PÓS - GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO:

ESTUDO HIDROGEOLOGICO DE UM AQUIFERO ALUVIAL COM BARRAGENS
SUBMERSAS NA REGIÃO DE SANTA LUZIA, PARAÍBA.

Campina Grande - PB

Maio de 1992



048e Oliveira, Patrice Rolando da Silva.
Estudo hidrogeológico de um aquífero aluvial com barragens submersas na região de Santa Luzia, Paraíba / Patrice Rolando da Silva Oliveira. - Campina Grande, 1992. 107 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1992.
"Orientação : Prof. Dr. Hans Dieter Max Schuster".
Referências.

1. Hidrogeologia. 2. Recursos Hídricos. 3. Barragens Submersas - Santa Luzia - PB. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Shuster, Hans Dieter Max. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 556.3(813.3)(043)

PATRICE ROLANDO DA SILVA OLIVEIRA


ESTUDO HIDROGEOLÓGICO DE UM AQUIFERO ALUVIAL COM BARRAGENS

SUBMERSAS NA REGIÃO DE SANTA LUZIA, PARAÍBA.

DISSERTAÇÃO APROVADA EM: 20 DE MAIO DE 1.992.



DR. HANS DIETER MAX SHUSTER
- Orientador -



DR. SARMA KAMESWARA VENKATA SEEMANAPALLI.
- Componente da Banca -



MESTRE JOSÉ DO PATROCÍNIO TOMAZ ALBUQUERQUE.
- Componente da Banca -

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA

- Maio de 1.992.

PATRICE ROLANDO DA SILVA OLIVEIRA

ESTUDO HIDROGEOLOGICO DE UM AQUÍFERO ALUVIAL COM BARRAGENS

SUBMERSAS NA REGIÃO DE SANTA LUZIA, PARAÍBA

Dissertação apresentada ao curso de MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL
da Universidade Federal da Paraíba, Campus II, em cumprimento às
exigências para obter o Grau de Mestre.

AREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HÍDRICOS

Dr. HANS DIETER MAX SCHUSTER

Orientador

Dr. UBALD KOCH

Orientador

Campina Grande - PB

Maio de 1992

A Renan meu filho.

aos meus pais.

SUMARIO

	Página
SUMARIO	II
AGRADECIMENTO	IV
LISTA DE FIGURAS	VI
LISTA DE TABELAS	VIII
RESUMO	IX
ABSTRACT	XI
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
3. CARACTERIZAÇÃO DA REGIAO DE ESTUDO	5
4. O SISTEMA AQUÍFERO SELECIONADO	13
5. METODOLOGIAS ADOTADAS	16
5.1 Aquisição dos dados de campo no aquífero selecionado	16
5.1.1 Trabalhos preliminares	16
5.1.2 Medidas no campo	20
5.1.3 Discussão dos resultados de campo	21
5.1.4 Levantamento geoeletrico	27
5.1.4.1 Princípios básicos de eletroresistividade	27

5.1.4.2	Aparelho de eletroresistividade	31
5.1.4.3	Perfilagens e sondagens elétricas	32
5.1.5	Teste de bombeamento	40
5.1.5.1	Teoria de teste de bombeamento	40
5.1.5.2	Métodos de linha reta	47
5.1.5.3	Execução do teste de bombeamento	54
5.1.5.4	Análise dos dados do teste de bombeamento	58
5.2	Modelamento numérico do aquífero aluvial	66
5.2.1	Princípios de escoamento nos meios porosos	66
5.2.2	Equação de Darcy em termos de diferenças finitas	74
5.2.3	Modelo de simulação numérica unidimensional	83
5.2.3.1	Condições de contorno do modelo adotado	83
5.2.3.2	Programa computacional adotado	83
6.	A SIMULAÇÃO COM O MODELO ADOTADO	89
6.1	Discretização e dados de entrada para o modelo	89
6.2	Calibração inicial do modelo	92
6.3	Simulação não-estacionária	94
6.4	Discussão dos resultados da simulação	97
7.	CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	99
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
9.	APÊNDICE	107

AGRADECIMENTO

A todos os professores da área de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, Campus II, pelo apoio e incentivo dado durante o curso.

Aos professores , Dr. Hans Dieter Max Schuster e Dr. Ubald Koch, pelas sugestões e orientação desta dissertação.

A todos os alunos da Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos, aos funcionários que acompanharam este trabalho, principalmente a Paulo R. R. Pessoa, pela confecção dos gráficos e Eleonora Ribeiro pela ajuda na confecção final.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq, pelo apoio financeiro, através da contemplação de uma bolsa de estudo por um período de 30 meses.

Ao Banco Interamericano, BID, e CNPq para o financiamento do projeto de desenvolvimento PB-41 durante os anos deste trabalho.

A gerência e aos funcionários da SUEP/PDCT-NE do campus II (CCT-UFPB) que proporcionaram à execução financeira e administrativa do meu trabalho de campo no projeto PB-41.

Ao Dr. Peter Boochs do Instituto de Recursos Hídricos da
Universidade de Hannover - Alemanha, por ter instruído e cedido
os programas de simulação de sua autoria.

E, especialmente, aos meus familiares e amigos pelo apoio
e compreensão em todos os momentos desse trabalho.

LISTA DE FIGURAS

Figuras	Página
1a - Mapa da Região Nordeste	6
1b - Mapa da Paraíba	6
2 - Mapa topográfico de Santa Luzia - PB	9
3 - Mapa geológico de Santa Luzia - PB	12
4 - Mapa aerofotográfico da área de estudo	15
5 - Mapa de cotas relativas da área de estudo	19
6a - Evolução dos níveis freáticos durante o ano de 1988 ...	23
6b - Evolução dos níveis freáticos durante o ano de 1989 ...	24
7 - Curva de depleção na Barragem B1	26
8 - Croqui do método de eletroresistividade	28
9 - Croqui do local das SEVs, perfil elétrico e teste de bombeamento	33
10 - Perfil geoeletrico transversal na estação P3	35
11a - Sondagem elétrica vertical na estação P3 (1988)	38
11b - Sondagem elétrica vertical na estação P3 (1987)	38
11c - Sondagem elétrica vertical proximo a estação P3	38
12 - Croqui do poço no aquífero confinado	45
13 - Croqui do poço no aquífero freático	45
14 - Perfil litológico dos poços do teste de bombeamento ...	57

15 - Diagrama ($s - \log t$) do teste de bombeamento	60
16 - Diagrama ($s - \log r$) do teste de bombeamento	61
17 - Diagrama ($s - \log(t/r^2)$) do teste de bombeamento	62
18 - Diagrama ($\log s - \log(t/r^2)$) do teste de bombeamento .	63
19 - Fluxo nos meios porosos	70
20 - Balanço da massa	70
21a - Discretização no método das diferenças finitas	76
22b - Discretização no método dos elementos finitos	76
22 - Balanço de água na célula nodal	80
23a - Nomenclatura local dos nós	80
23b - Nomenclatura global dos nós	80
24a - Perfil geoeletrico longitudinal do aquífero em estudo	90
24b - Perfil do modelo unidimensional de simulação	90
25a - Modelo do Riacho Chafariz.....	95
25b - Resultado da calibração ($t = 0$)	95
26a - Resultado dos níveis freáticos ($t = 2$ meses)	96
26b - Resultado dos níveis freáticos ($t = 4$ meses)	96

LISTA DAS TABELAS

Tabelas	Página
I - Dados das cotas do levantamento topográfico	18
II - Dados geométricos dos poços do teste de bombeamento .	56
III - Níveis freáticos dos poços do teste de bombeamento ..	59
IV - Dados para estabelecimento do modelo de simulação ...	91

RESUMO

Os aquíferos aluviais rasos existentes na região semi-árida do Nordeste do Brasil poderiam se constituir numa fonte alternativa na captação de água para agropecuária da região. Porém, a pesquisa para a exploração e manejo adequado ainda é escassa.

Foi investigado um aquífero-piloto perto da cidade de Santa Luzia, Paraíba com aproximadamente 5 km de extensão, largura variando de 40 m a 250 m e espessuras de 1 m a 10 m.

Em três poços amazonas existentes, quatro piezômetros e um pluviômetro instalados na área de estudo, foram realizadas medições semanais da variação dos níveis de água e a taxa de precipitação durante o ano de 1988 e 89. Medidas de vazão, a jusante da barragem submersa B1, existente na saída do aquífero-piloto, foram feitas durante os meses de estiagem. Para mapear as margens do aquífero foram executados vários perfis geoeletricos transversais. Um perfil longitudinal extenso revelou mais duas barragens submersas e a morfologia do embasamento cristalino ao longo do leito do riacho. Foram realizadas algumas sondagens elétricas

verticais que possibilitaram a determinação da profundidade até o embasamento cristalino. Um teste de bombeamento realizado na área de estudo, forneceu os parâmetros hidrodinâmicos representativos para este tipo de aquífero.

Todos estes dados de campo serviram, como dados de entrada para um modelamento numérico, utilizando a técnica das Diferenças Finitas, para simular o comportamento hidrológico espacial e temporal, assumindo um modelo simples de fluxo uni-dimensional e não-estacionário no meio isotrópico e heterogêneo.

Os resultados obtidos através desse modelo simples reproduzem satisfatoriamente os dados observados no campo.

A metodologia utilizada permitirá futuramente investigações hidrogeológicas de custos relativamente baixos e de curto prazo para os demais aquíferos rasos, típicos do Nordeste.

ABSTRACT

The shallow alluvial aquifers of the semiarid region of the Northeast of Brazil could be an alternative groundwater resource for agriculture demand and cattle breeding in this region. However, detailed studies about the proper way of exploration and management of shallow aquifers are still scarce.

As a pilot-project an aquifer of approximately 5 km length and width varying from 40 to 200 m and thickness from 1 to 10 m was studied near the town of Santa Luzia in Paraíba state.

Weekly measurements of the variation of the phreatic heads were undertaken in this area in three already existing wells and also in four installed observation wells during this study. The precipitation rates were measured by one pluviometer during the years of 1988-89.

Flow record was obtained at the downstream part of an already constructed dam located at the exit of the study area during the yearly drought period. The lateral boundaries of the

aquifer were mapped out by several transversal geoelectrical profiles. An extensive longitudinal profile revealed two more sub-surface barriers and the morphology of crystalline basement along the aquifer length. Few vertical electrical soundings allowed a determination of depth up to the basement. One pumping test was carried out at a representative aquifer site which gave an estimated value of its transmissibility.

All the field data were used as entry data in a mathematical model based on Finite Difference Method to simulate the hydrodynamical behaviour of the aquifer in space and time under the conditions of unidimensional and unsteady flow in isotropic and heterogeneous media.

The results obtained by using this simple model show a quite satisfactory agreement with the observed field data.

The methodology used in this work allows in future further hydrogeological investigations of low cost and short term on shallow alluvial aquifers which are typical in the Northeast of Brazil.

1. INTRODUÇÃO

A região Nordeste do Brasil é representada em sua maior extensão (cerca de 1.000.000 km²) por um clima semi-árido, com precipitações pluviométricas reduzidas e/ou mal distribuídas, acarretando os regimes torrenciais dos rios, com 2 a 3 meses de escoamento e o restante do ano completamente seco.

Até hoje, foram realizadas poucas investigações hidrogeológicas nos aquíferos aluviais estreitos e rasos no semi-árido do estado da Paraíba (ALBUQUERQUE, 1984), embora os mesmos tenham uma grande importância sócio-econômica para o pequeno agricultor, quando são explorados adequadamente.

Faltam aos órgãos governamentais e regionais informações detalhadas sobre a disponibilidade de água subterrânea e o comportamento hidráulico dos respectivos aquíferos aluviais. Além disso, não dispõem de metodologias modernas e adequadas para estabelecer modelos de exploração a longo prazo.

No ano de 1984 deu-se início ao Programa de Desenvolvimento Científico e Tecnológico para o Nordeste (PDCT/NE), financiado pelo Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID) e CNPq para a realização do projeto hidrogeológico (PB-41) no semi-árido Paraibano.

Um grupo de pesquisadores sob a coordenação de Hans Dieter Max Schuster, geofísico do Departamento de Mineração e Geologia (DMG/CCT/UFPb), começou o trabalho com um estudo amplo sobre o emprego efetivo dos métodos geofísicos na área de prospecção de águas subterrâneas em regiões semi-áridas. Foram realizadas nos anos 1986-88 duas teses de mestrado na área de geofísica aplicada à água subterrânea (PLAUMANN, 1987, VITORINO FILHO, 1990). Os resultados de pesquisa foram divulgados nos vários congressos de geofísica, geologia e água subterrânea nos últimos anos (BISCHOFF et al, 1989, SCHUSTER et al, 1989).

Os trabalhos hidrológicos formaram a segunda parte do projeto e começaram no ano de 1988 com a colaboração e cooperação dos pesquisadores Dr. Ubaldo Koch (GTZ - DEE/CCT/UFPb) e Dr. Hans Dieter Schuster (DMG/CCT/UFPb). No início do ano de 1989, os levantamentos hidrológicos terminaram, dando início a modelagem numérica da simulação do sistema aquífero, no laboratório de computação do Departamento de Engenharia de Recursos Hídricos do CCT/UFPb e terminaram no fim do ano de 1990. Os resultados deste trabalho foram apresentados no 62 Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas de 16 a 19 de Setembro de 1990 em Porto Alegre - RS (SCHUSTER et al, 1990).

2. OBJETIVOS

O objetivo geral da parte hidrológica do projeto PB-41, foi a realização de um estudo de curto prazo e baixos custos, para se obter uma maior quantidade possível de conhecimentos hidrodinâmicos e hidrogeológicos, dos aquíferos típicos nessa região, sob certas condições restringidas. Por causa disso, já foram eliminadas no início da execução, investigações especiais e difíceis de serem realizadas, tais como: determinar a quantidade do escoamento da água superficial depois da época de chuva e a quantidade da evaporação no aquífero em estudo.

A atenção principal de nosso estudo orientou-se pela realização dos seguintes itens:

- 1 - Determinar as configurações topográficas e geomorfológicas do aquífero-piloto.
- 2 - Observar os níveis freáticos em vários poços de observação instalados na área de estudo durante um ano inteiro, ou mais, se fosse possível.
- 3 - Determinar pelo menos um valor de transmissibilidade com auxílio de um teste de bombeamento em um local representativo deste aluvião.

- 4 - Medir a taxa de depleção, à jusante da barragem (B1) delimitante do aquífero-piloto.
- 5 - Estudar a influência das barragens submersas no comportamento do nível freático do sistema aluvial.
- 6 - Estabelecer um modelo de simulação espacial e temporal do aquífero em estudo, para se prognosticar seu comportamento nos próximos anos.
- 7 - Fazer experiências práticas, para serem usadas em estudos futuros, nos demais aluviões do semi-árido Paraibano.

Para este fim, foi selecionado um aluvião perto da cidade de Santa Luzia, como área de estudo, pois a sua característica hidrogeológica e seu dimensionamento geométrico já tinham sido conhecidos pelos levantamentos geofísicos previamente feitos (VITORINO 1990) e também por pouca distância para Campina Grande, acesso fácil de veículos e de equipamentos geofísicos e de perfuração.

3. CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO

A região de estudo está localizada na região semi-árida do estado da Paraíba no município de Santa Luzia (Fig. 1a). A área situada 10km a leste da cidade de Santa Luzia acha-se na folha SB24-Z-B-V JARDIM DO SERIDO, delimitada pelas coordenadas geográficas $36^{\circ}48'42''$ a $36^{\circ}55'42''$ de longitude oeste e $06^{\circ}55'49''$ a $07^{\circ}03'00''$ de latitude sul (Fig. 1b).

Tendo João Pessoa - Pb como referência, o acesso à área de pesquisa é tomado diretamente pela BR 230 (Transamazonica) que atravessa o estado, sendo que o acesso à área na altura do km 270. Dentro da área as vias de acesso são todas precárias, só sendo possível o trânsito normal de veículos fora da época de chuva.

O clima predominante é o semi-árido, caracterizado pela desigualdade na distribuição pluviométrica, irregularidade interanual das chuvas, com média de 700 mm e evapotranspição de 1.700 mm, portanto com um déficit de cerca de 1.000 mm. O período de chuva inicia-se em fevereiro indo até junho. a insolação é de 3.000 h/ano e a temperatura média anual é de $27,4^{\circ}$ sendo a média das máximas $33,6^{\circ}$ e das mínimas 22° . As temperaturas máximas

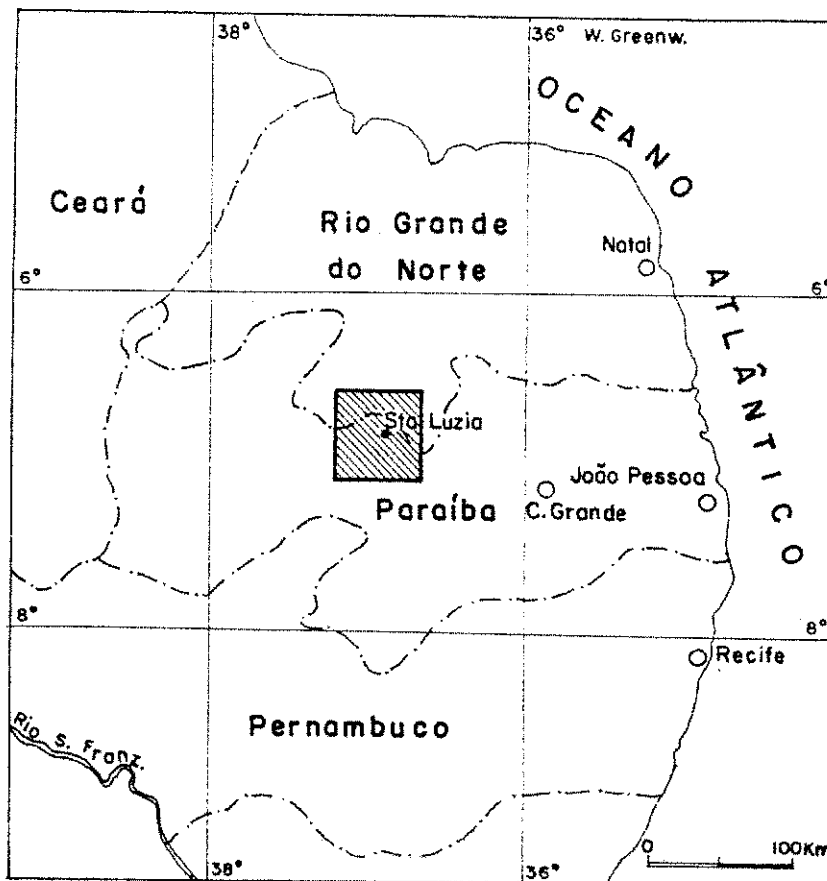


Fig. 1a - Mapa da Região Nordeste

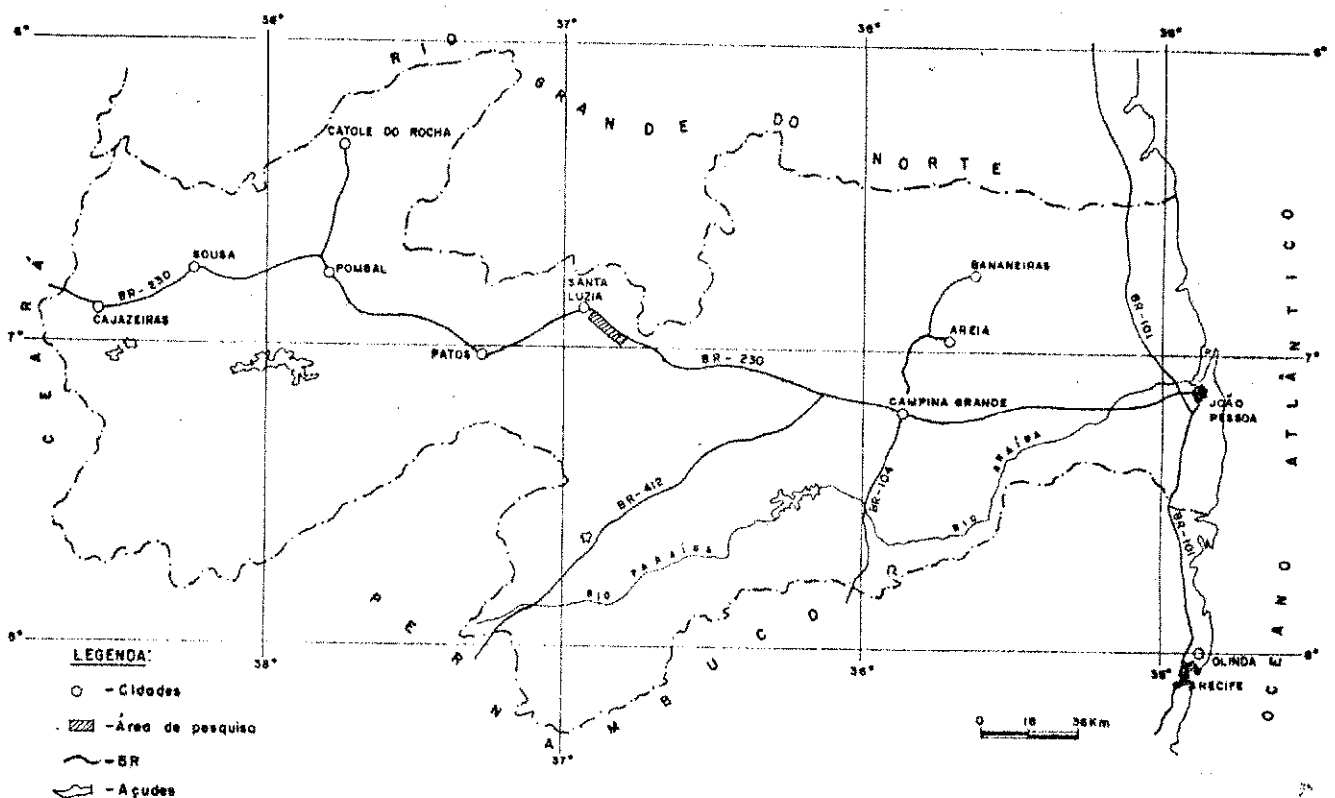


Fig. 1b - Mapa da Paraíba

mensais são registradas nos meses de novembro e dezembro e as mínimas em maio, junho e julho (PROJETO RADAMBRASIL, 1981; ATLAS GEOGRAFICO/PB, 1985).

A cobertura vegetal da região do semi-árido Paraibano é caracterizada pela origem natural, relativamente aberta com amplo predomínio de caatinga, representada por formações arbustivas e herbáceas com grande número de cactáceas e remanescentes arbóreos. Os arbustos, de modo geral, são multigalhados, espinhosos e de folhas pequenas. Dentre a vegetação mais dominante destacam-se: aroeira, juazeiro, oitizeiro, pereiro, favela, catingueira e jurema; como representante xerófitas, temos: mandacaru, xique-xique, coroa de frade e facheiro. Estes tipos de vegetação fornecem alimentação para o gado e madeira para uso diversos. Há ainda agricultura de feijão, milho e algodão, como também culturas cíclicas. A área de pesquisa é caracterizada por alto grau de produtividade nas culturas de frutas, feijão e algodão. Apenas uma percentagem reduzida ainda não foi desmatada, correspondendo às encostas de serras.

A base econômico da região do semi-árido paraibano segue em ordem de importância: agricultura, pecuária e o extrativismo mineral.

Na agricultura, a principal cultura é ainda o algodão. O feijão e o milho vêm em segundo lugar como culturas de subsistência.

A pecuária assume importância na economia da região, porém, devido ao alto custo do investimento inicial e problemas com as secas, tem diminuído bastante a criação de rebanho nos últimos anos.

O extrativismo mineral apresenta importância considerável na economia da região, pois se trata de atividade que absorve parte da mão-de-obra desempregada oriunda da agricultura e pecuária durante de períodos de estiagens. Os minerais extraídos na região são: scheelita, cassiterita, tantalita-columbita, água marinha, turmalina e argilo-minerais, tais como: caulinita e vermiculita.

Nestas atividades, que formam a base da economia da região, geralmente não existe pagamento de salário fixo. Os grandes latifundiários cedem suas terras aos trabalhadores e financiam uma feira semanal de produtos básicos para a sua sobrevivência até a colheita da safra, a qual é dividida ao meio; da metade que cabe ao trabalhador é subtraída sua dívida anual. Esta sistemática também

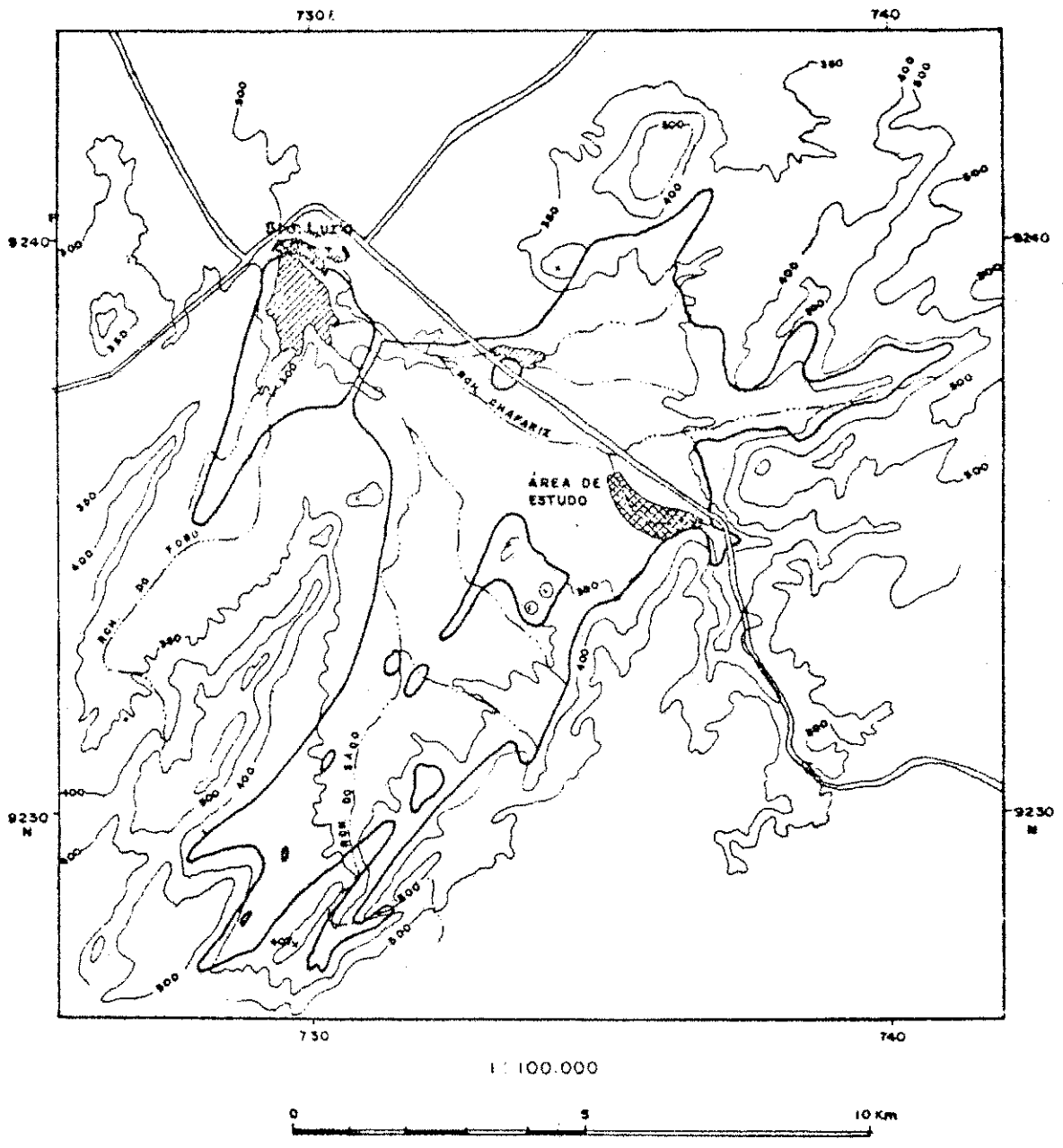


Fig. 2- Mapa Topográfico da Santa Luzia - PB

funciona na pecuária, na proporção de três para um; na garimpagem desconta-se uma taxa de 10% para o proprietário.

A região, faz parte da Bacia Hidrográfica Rio Piranhas, mais precisamente da Sub Bacia Rio Seridó. A hidrografia na área de pesquisa é representada pelos Riachos do Saco, Barra e Chafariz, os quais unem-se à montante da barragem do açude, que abastece a cidade de Santa Luzia, com capacidade para armazenar 15 milhões de metros cúbicos (Fig. 2). Esta área, fica na região Fisiográfica Seridó, na depressão do Alto Piranhas, entre as cidades de Junco do Seridó, ainda no Planalto da Borborema, e Santa Luzia. Esta planície tem pequenas variações no relevo, e com algumas interrupções do tipo "inselberg". A bacia é cercada ao norte pela Serra da Cabeça, 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 (Fig. 3). A sua geologia geral é composta de rochas antigas, que predominam no complexo cristalino, formando o complexo gnássico-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

conhecida como sequência constituinte da Formação Seridó com micaxistos (Fig.3). Na figura 3, a área correspondente aos aluviões, não foi dimensionada corretamente, sendo bem menor os aluviões nesta área.

De acordo com a descrição da geologia geral é de se esperar que localmente existe apenas as formações do cristalino Pré-Cambriano; no entanto, outro litotipo, pode ser mencionado na geologia geral são os sedimentos Quaternários, que existem como cobertura aluvial sobre o embasamento cristalino com um máximo de 10 m de espessura. Estes sedimentos apresentam-se bastante heterogêneos, contendo grandes blocos, destacados do cristalino, até areia fina e intercalações de argila (ATLAS GEOGRÁFICO/PB, 1985; MAPA GEOLÓGICO/PB, 1982).

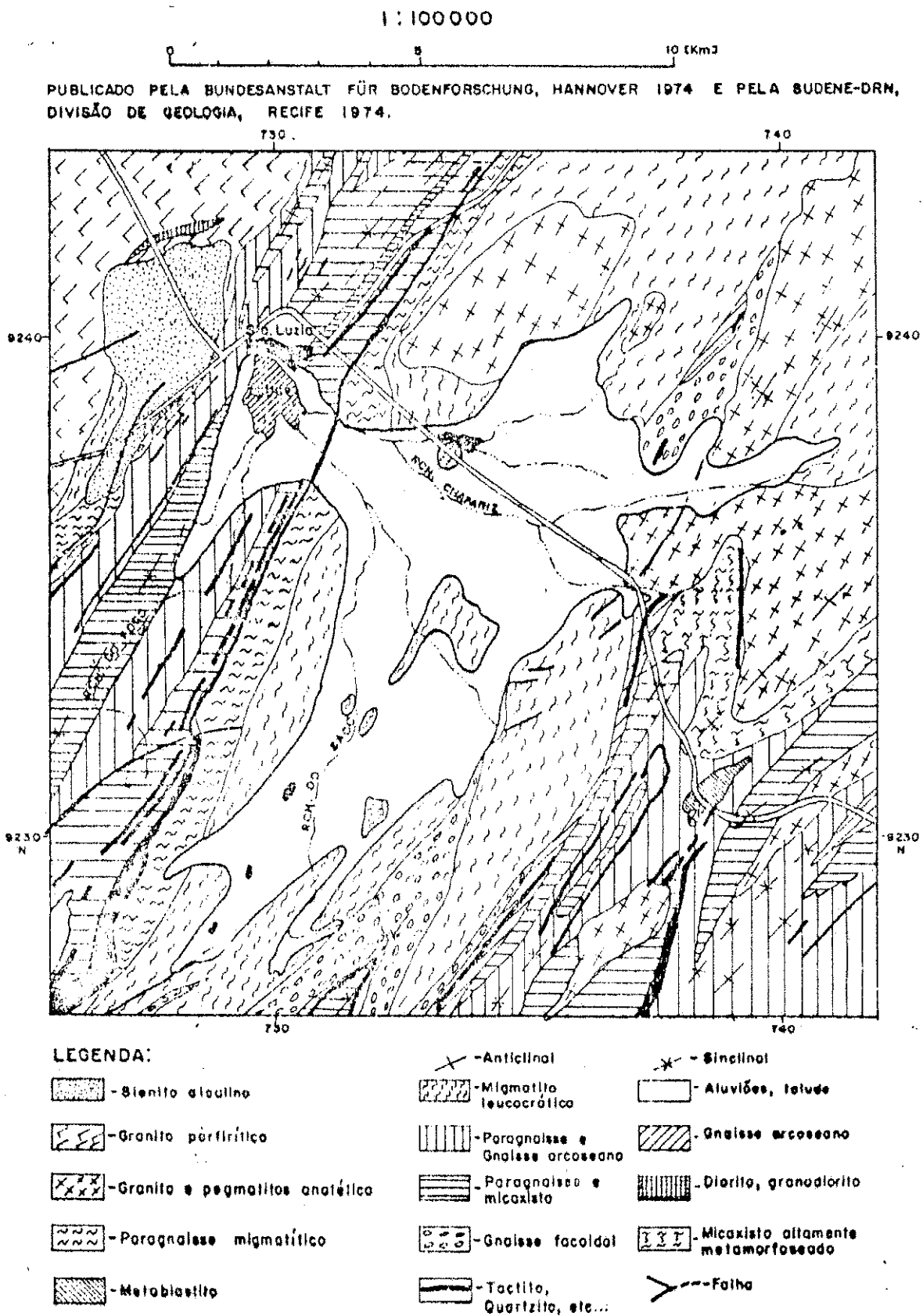


Fig. 3- Mapa geológico de Santa Luzia - PB

4. O SISTEMA AQUÍFERO SELECIONADO

A área selecionada para estudo é uma estreita faixa de depósitos aluviais ao longo do riacho Chafariz, com aproximadamente 10 km do comprimento total e uma largura variando de 60 m a 250 m. Que também é abastecido, por apenas um afluente de maior importância na altura da ponte de BR 230 no seu alto curso, onde encontra-se a sua maior largura, com quase 400 m (Fig. 4).

Todos os riachos, que nascem nas serras que cercam quase completamente esta bacia e deixando apenas uma saída na direção da cidade de Santa Luzia, têm água corrente por poucas semanas, na época da chuva, durante os meses de janeiro a maio, e desembocam no açude de abastecimento público da cidade.

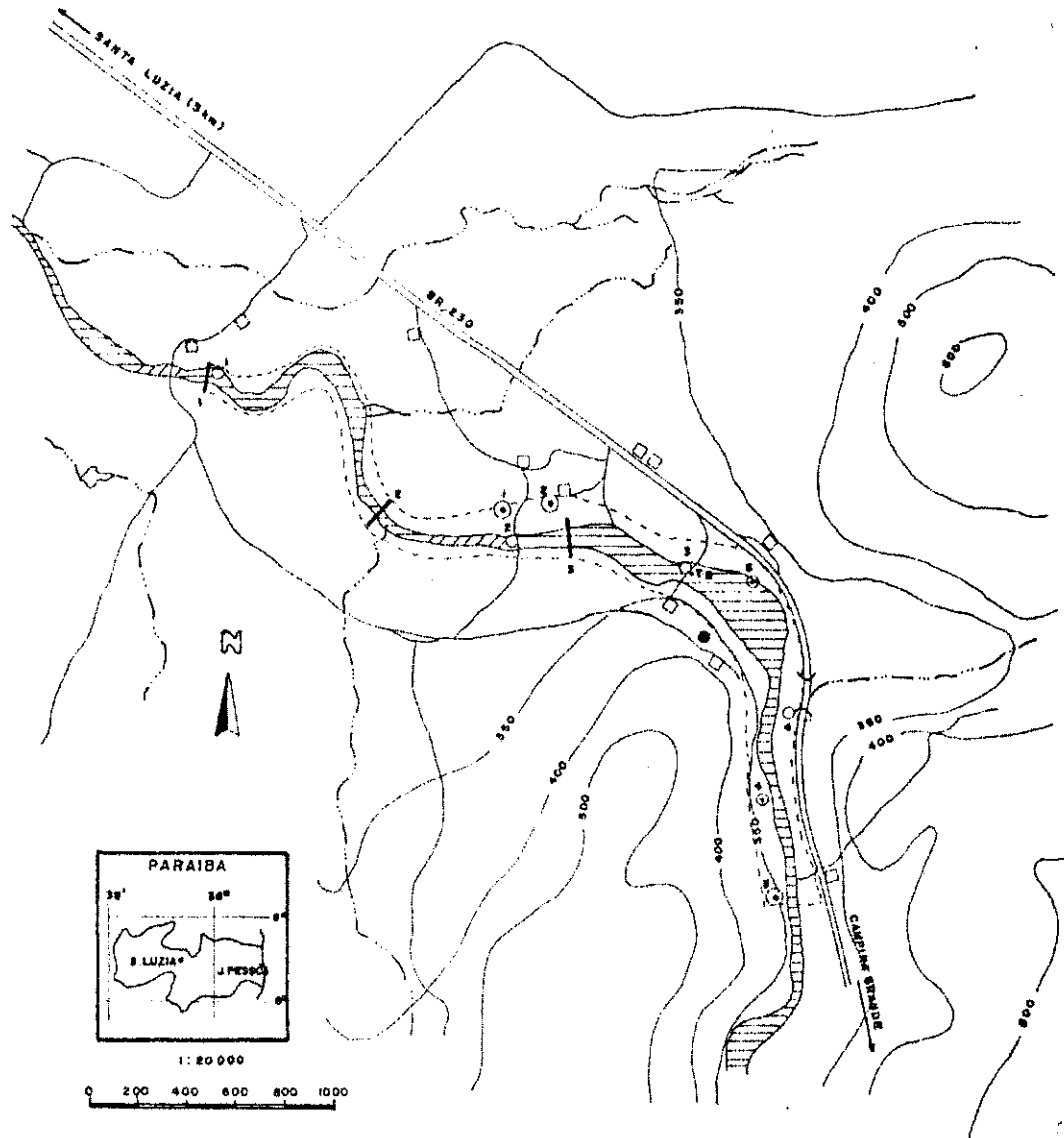
Nas numerosas sondagens elétricas verticais e várias sondagens mecânicas, realizadas nos anos de 1986-87 nesta bacia e no respectivo aquífero aluvial, revelaram uma espessura muito irregular, variando na faixa de 1 m a 10 m no máximo até o embasamento cristalino representado por migmatitos Pré-Cambrianos (VITORINO FILHO, 1990, ANDRITZKI & BUSCH, 1975) e indicam uma sequência aluvial relativamente homogênea de areias médias a grossas com poucas intercalações argilosas. Este aquífero é apro-

veitado para fins agrícolas há muito tempo através de poços amazonas e constitui em um bom aquífero, com uma razoável demanda para irrigação, nas culturas de algodão e plantações de subsistência.

A margem direita, com respeito à direção jusante, passa por um terraço espesso de material siltoso-arenoso, sendo, com certeza, constituído de materiais que ficam em suspensão, nos períodos de cheias do riacho e depois são depositados nas suas margens, como também, dos sedimentos provenientes das serras que cercam à planície. Ao contrário, a margem esquerda mostra em muitos lugares o cristalino aflorante e passa de uma planície a serra.

O estudo se limitou em um comprimento parcial de cerca de 5 km de extensão, do total de 10 km do riacho Chafariz, com fronteira montante a partir do poço amazonas PA3, e fronteira jusante por um vertedor de barragem artificial B1, com cerca de 2 m de altura, existente no leito do riacho há muitos anos.

Não havia conhecimento sobre a existência das demais barragens submersas no início do estudo, as quais foram detectadas numa fase posterior por meio do levantamento geofísico e uma inspeção visual e informações dos moradores da região.



LEGENDA:

- | | | |
|-----------------|-----------------|-------------------------|
| □ Casa | Riacho Chafariz | Estrada de Terra |
| ⊙ Poço Amazonas | Rio Secundario | Pacote Aluvial |
| ○ Piezômetro | Barragem | Curva de Nível |
| ● Pluviômetro | Poço | TB Teste de Bombeamento |

Fig. 4- Mapa aerofotográfico da área de estudo

5. METODOLOGIAS ADOPTADAS

5.1 Aquisição dos dados de campo no aquífero selecionado

5.1.1 Trabalhos preliminares.

Para realizar os vários levantamentos de campo, tanto na geofísica quanto na hidrologia, foi necessário estar de posse de um mapa topográfico da maior escala do que o de 1:100.000 da folha SB24-Z-B-V JARDIM DO SERIDO que inclui a área de estudo. Por esta razão foi indispensável confeccionar um mapa provisório do sistema aquífero do riacho Chafariz com base nas aérofotografias de escala 1:20.000, adquiridas pelo projeto PB-41, conforme mostra a figura 4.

Com auxílio dos resultados da parte geofísica (VITORINO, 1990) e do mapa confeccionado, como também vários reconhecimentos à pé, por todo o trecho aluvial em estudo, foram escolhidos os locais para instalação dos poços piezométricos, para a observação dos níveis freáticos e uma estação para medição da precipitação durante o período de estudo.

O número dos poços a serem instalados devia ser limitado, por causa dos custos da instalação de cada poço, e as verbas disponíveis do projeto PB-41, tais como: Contratação da equipe de

perfuração, incluindo dois técnicos do Departamento de Engenharia de Recursos Hídricos do CCT/UFPb, o veículo para o transporte do equipamento de perfuração com o respectivo motorista e mais dois ajudantes.

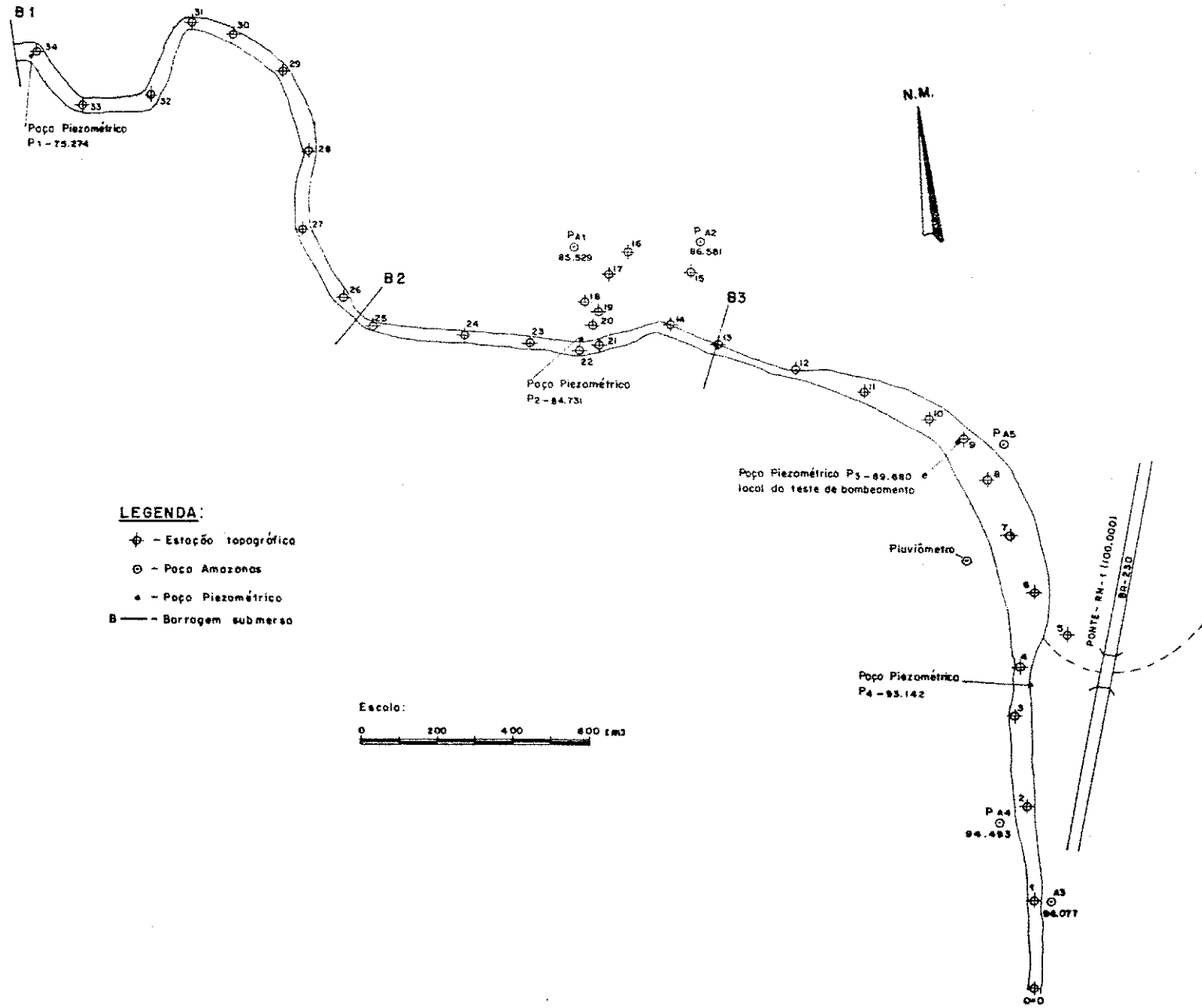
A situação financeira do projeto permitiu um trabalho de perfuração de apenas uma semana. Foram perfurados, através de uma perfuratriz manual com sistema de percussão e lavagem, e auxílio de trados manuais, 04 poços piezométricos com tubos de revestimento com diâmetro de 2,5", até uma profundidade de 9 m. Junto com mais 03 poços amazonas já existentes, ficaram 07 estações de observações distribuídas sobre a área de estudo.

Na margem esquerda, do curso do riacho, foi instalado um pluviômetro simples do tipo funil, para se determinar a precipitação na área. Quase simultaneamente começou o levantamento topográfico com dois dias de duração, para determinar a declividade ao longo do aquífero e, como também, medir exatamente a cota relativa dos poços perfurados e amazonas (Tab. 1). Utilizando um teodolito e com auxílio de dois ajudantes, para colocar os piquetes e nivelar a baliza graduada. Os dados da cota relativa medidos nas estações foram inseridos em um mapa provisório de 1:20.000 (Fig. 5).

ESTAÇÃO	ÂNGULO HORIZONTAL	ÂNGULO VERTICAL	DISTÂNCIA ENTRE AS ESTAÇÕES (m)	COTA (m)
00	00° 00' 00"	-	0,0	95.475
PA3	275° 15' 00"	88° 01' 30"	42.60	96.081
01	07° 27' 00"	90° 13' 00"	220.00	94.637
02	175° 11' 20"	90° 07' 50"	240.00	93.791
PA4	65° 28' 40"	88° 33' 20"	69.00	94.493
03	176° 95' 10"	90° 13' 00"	237.00	92.852
04	195° 00' 40"	90° 15' 00"	230.00	92.271
P4	276° 04' 30"	80° 57' 00"	54.40	93.142
05	229° 02' 30"	89° 44' 50"	142.40	92.876
06	88° 53' 00"	90° 30' 00"	129.00	91.737
07	199° 13' 20"	90° 60' 30"	152.00	91.420
PLUVIOMETRO	80° 01' 30"	87° 50' 00"	118.40	96.991
08	182° 18' 00"	90° 22' 20"	151.00	90.446
P3	83° 13' 30"	91° 48' 40"	14,10	89.680
09	171° 28' 20"	90° 10' 00"	122.00	90.123
10	145° 08' 00"	90° 20' 00"	104.00	89.472
11	178° 06' 30"	90° 22' 00"	187.40	88.283
12	173° 54' 00"	90° 13' 00"	185.40	87.466
13	181° 23' 00"	90° 23' 40"	204.40	85.951
14	184° 41' 20"	89° 35' 00"	130.40	86.209
15	270° 26' 50"	89° 45' 00"	148.40	86.570
PA2	126° 11' 10"	89° 30' 40"	73.40	86.531
16	82° 50' 40"	89° 59' 00"	162.40	85.434
17	118° 16' 30"	89° 38' 20"	76.00	85.870
PA1	263° 08' 00"	89° 29' 00"	108.60	85.529
18	173° 22' 10"	90° 05' 00"	98.00	85.676
19	86° 25' 00"	89° 41' 00"	36.40	85.846
20	225° 17' 00"	90° 17' 00"	34.60	85.641
21	147° 31' 00"	91° 13' 40"	49.00	84.577
22	267° 21' 50"	90° 16' 00"	42.40	84.353
P2	272° 28' 50"	88° 57' 40"	23.00	84.731
23	203° 44' 30"	90° 13' 30"	136.00	83.823
24	180° 58' 50"	90° 16' 00"	177.80	82.910
25	178° 40' 00"	90° 11' 00"	229.40	82.095
26	218° 51' 50"	90° 11' 30"	109.00	91.700
27	194° 27' 30"	90° 15' 20"	195.20	80.778
28	218° 46' 00"	90° 10' 00"	207.60	79.917
29	155° 53' 00"	90° 13' 00"	221.00	78.942
30	145° 01' 50"	90° 11' 10"	156.60	78.237
31	161° 35' 55"	89° 55' 30"	112.80	78.312
32	102° 34' 30"	90° 04' 20"	218.40	77.797
33	235° 01' 10"	90° 07' 30"	180.40	77.177
34	233° 42' 00"	90° 26' 05"	178.00	75.599
P1	74° 06' 00"	90° 55' 40"	21.00	75.264
B1	117° 51' 30"	90° 56' 30"	57.00	75.266

Tab. I - Dados das cotas do levantamento topográfico

Fig. 5 - Mapa de cotas relativas da área de estudo



5.1.2 Medidas no campo

A partir do mês de Janeiro de 1988, foram registrados semanalmente os níveis freáticos nos 04 poços piezométricos e 03 poços amazonas, em total 07 poços de observação, com um medidor de nível de água; tipo trena com medidor de condutividade elétrica. Simultaneamente, a taxa de precipitação foi registrada ao medir a quantidade de água, recolhida no reservatório do pluviômetro, com uma proveta graduada.

As medidas continuaram ainda no ano de 1989, mas foram registradas irregularmente, por frequente falta de verbas no respectivo projeto.

Todos os resultados das observações dos níveis freático, foram plotados nas figuras 6a e 6b.

Como a barragem B1 foi construída sobre o cristalino, ou seja, todo o fluxo de água é proveniente da descarga do aquífero, sempre foi tentado realizar uma medida da taxa de escoamento, que passa acima e por infiltrações, no vertedor da barragem, durante as observações semanais. O que só foi possível, à partir do mês de agosto de 1988, porque o fluxo que cai ao longo do vertedouro, ramifica-se a jusante, tornando difícil o seu registro.

Foi instalado um cano de plástico numa calha de drenagem, único canal de vazão durante a época de estiagem, que fica aproximadamente 30 m a jusante da barragem, e foram realizadas várias medições da descarga do aquífero. E foram efetuadas pelo método volumétrico, usando um recipiente graduado e um medidor de tempo. Com este método simples, os valores de vazão são relativamente confiáveis, porque o vertedouro da barragem está assentada diretamente no cristalino e assim impede que o fluxo subterrâneo seja grande, tendo apenas um pequeno fluxo durante a época de estiagem, e permitiu o registro de uma curva de depleção parcial (Fig.7).

5.1.3 Discussão dos resultados de campo

Observando os valores dos níveis freático e da precipitação, medidos durante os anos 1988-89 (Fig. 6a e 6b), constata-se facilmente que, com a chuva forte no mês de Janeiro de 1988, os níveis freáticos subiram bruscamente, atingindo valores máximos, até o fim do período chuvoso, no mês de maio. Depois começou um declive quase linear, durante todo o ano de 1988, até o mês de março de 1989. No piezômetro P1, a variação não foi significativa, pois o mesmo fica localizado a uma distância de 8 m, a montante da barragem B1, com uma profundidade de 1 m até o cris-

talino. A variação irregular do poço amazonas PA2, é devido ao fato de ser usado para irrigação, e as vezes, no dia da coleta de dados, a água do poço tinha sido bombeado para irrigação, e não era possível esperar a recuperação, para depois se fazer a medição. Já o poço amazonas PA3, fica localizado em uma cota de superfície, muito superior à do leito do riacho, o que provoca um rebaixamento no seu nível de água, mais rápido do que os demais poços. Os dados coletados durante o ano de 1989, não foram semanais, devido a falta de verbas. Foram feitas algumas medidas de acordo com a disponibilidade de verbas, por isto a figura 6b, esta incompleta.

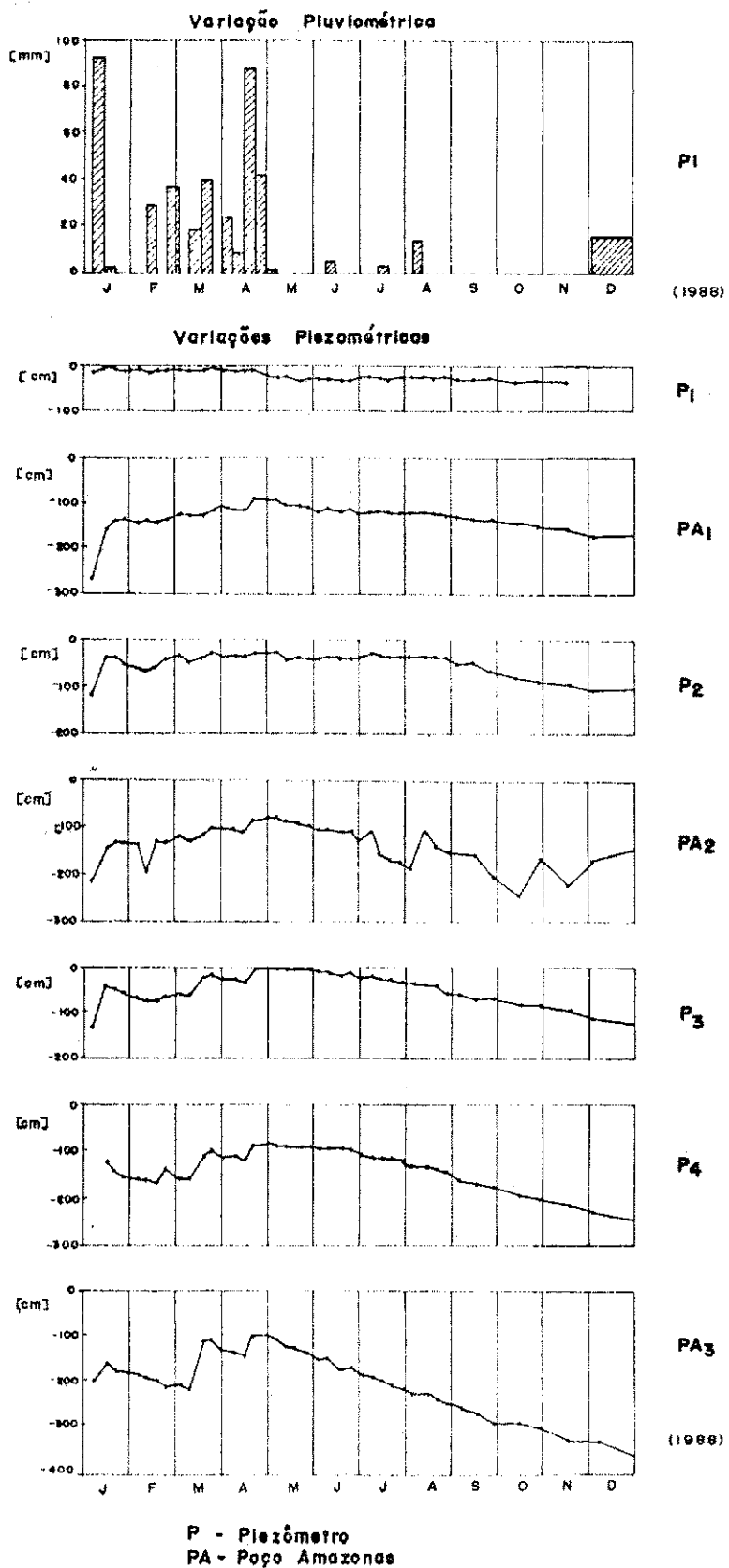


Fig. 6a- Evolução dos níveis freáticos durante o ano de 1988

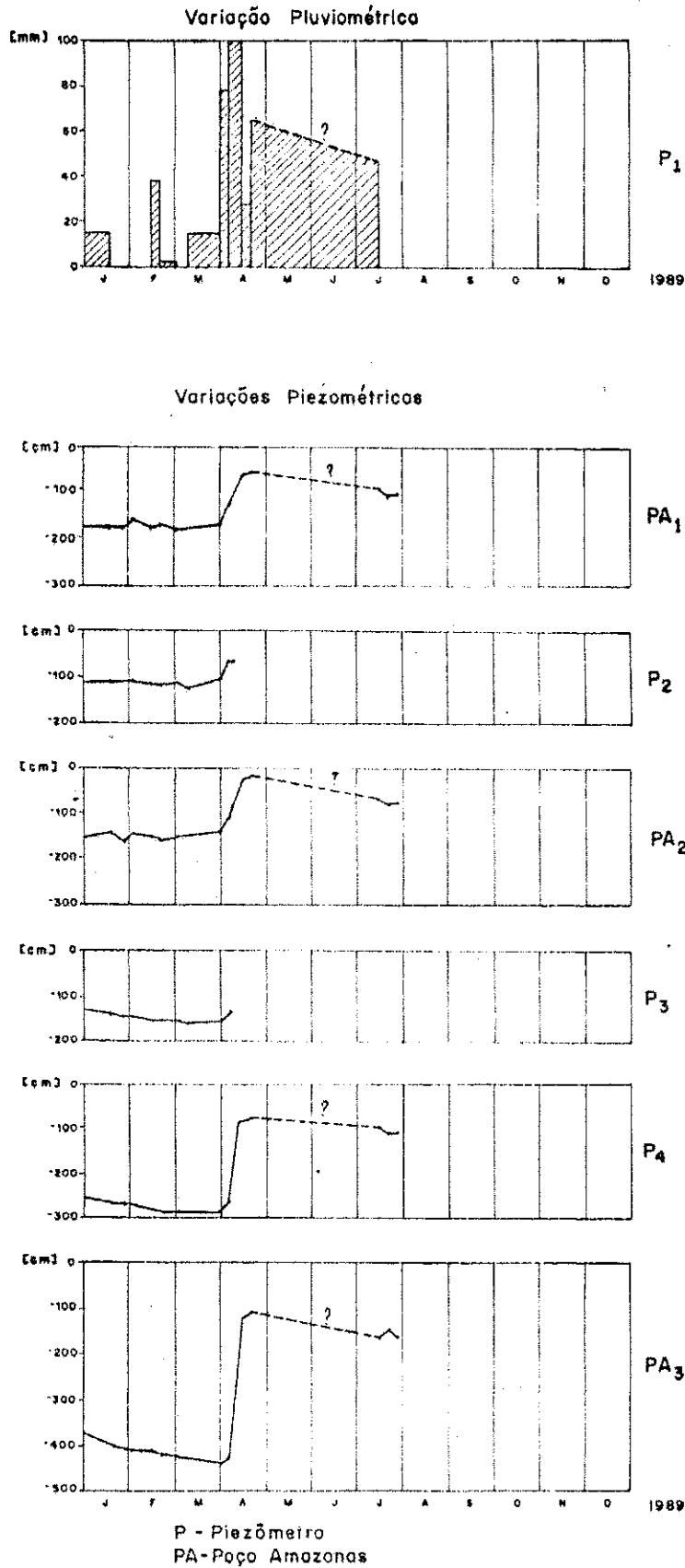


Fig. 6b- Evolução dos níveis freáticos durante o ano de 1989

As três barragens submersas (B1, B2 e B3), provocaram uma represa, como pode ser constatado visualmente, pelos trechos bastante alagados à montante da cada barragem, e impede um escoamento e um esvaziamento rápido do aquífero.

A curva de depleção (Fig. 7) medida a jusante da barragem B1, mostra a tendência clara de uma diminuição exponencial, durante os meses de estiagem. A divergência com uma curva ideal, explica-se pelo método simples usado na coleta dos dados, os erros cometidos na negligência dos efeitos de evaporação, até o local de medição e do impedimento imperfeito do fluxo subterrâneo na barragem B1.

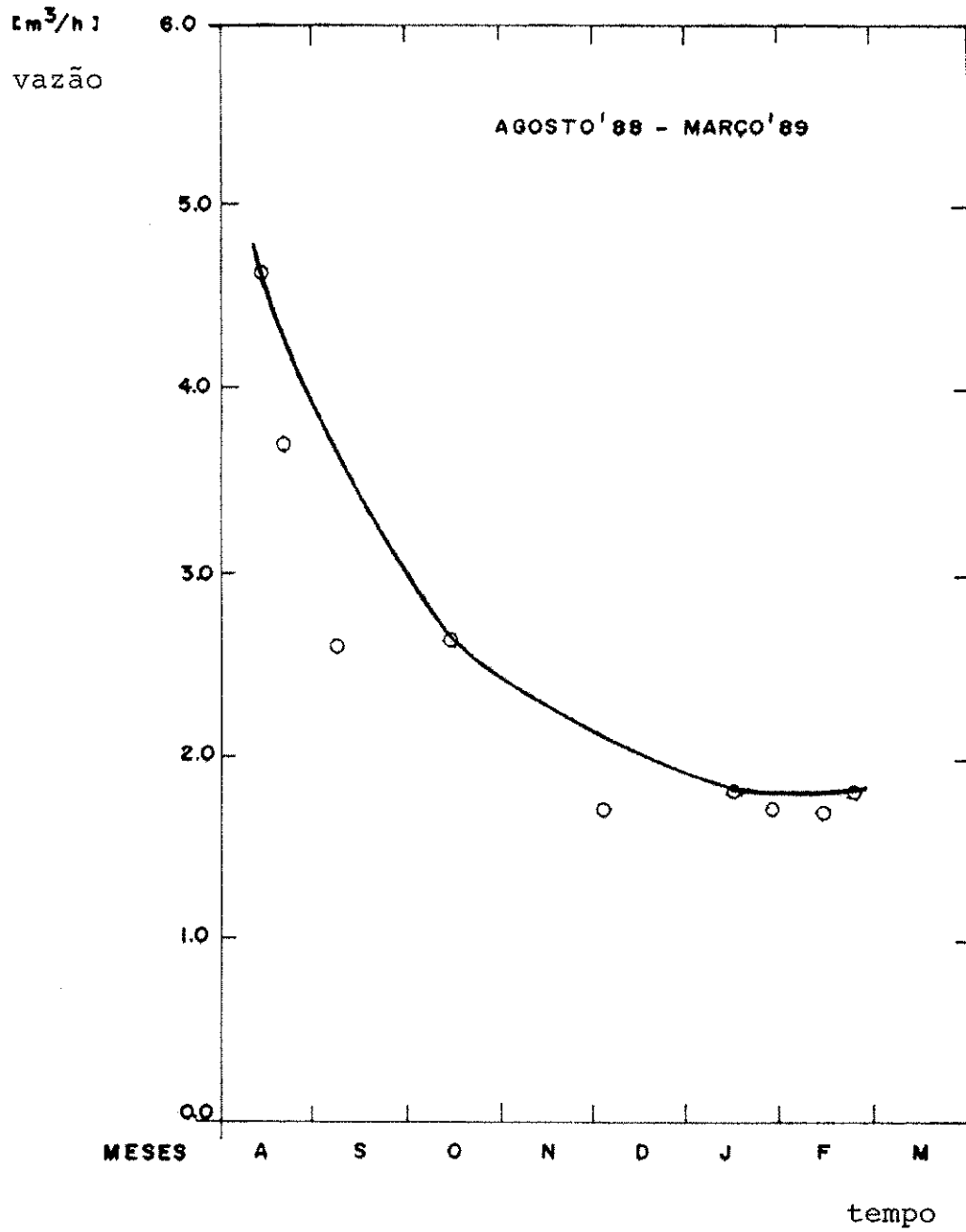


Fig. 7 - Curva de depleção da barragem B1

5.1.4 Levantamento geoeletrico

5.1.4.1 Principios basicos de eletroresistividade

O método de eletroresistividade (KELLER & FRISCHKNECHT, 1966) consiste em enviar uma corrente continua (DC) ao subsolo através de dois eletrodos A e B, medindo-se em seguida a diferença de potencial elétrico gerada entre os dois outros eletrodos M e N, conforme a figura 8.

De acordo com a lei de Ohm, a resistividade elétrica do semi-espaco homogêneo e eletricamente isotrópico é dada pela seguinte fórmula:

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \quad (\text{Ohm}\cdot\text{m}) \quad (1.1)$$

onde ρ_a é a resistividade elétrica, ΔV o potencial elétrico em volt [V], I a corrente continua em ampère [A] e K o fator de proporcionalidade, o chamado fator geométrico em metros [m] do arranjo geral do quadripolo AMNB, dado por:

$$K = \frac{2\pi}{1/AM - 1/AN - 1/BM + 1/BN} \quad (\text{m}) \quad (1.2)$$

sendo AM, AN, BM e BN as distâncias em metros entre os eletrodos.

I : Corrente [A]
 U : Voltagem [V]
 AMNB : Eletrodos

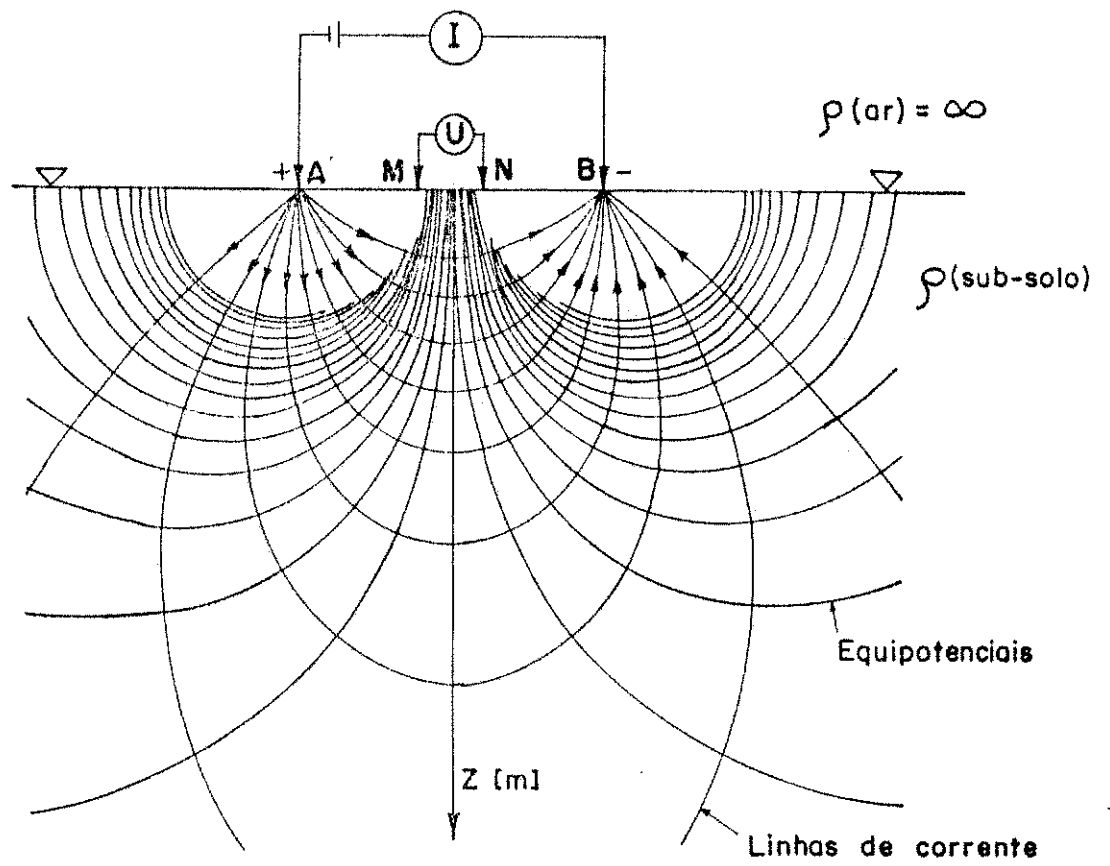


Fig. 8- Croqui do método de eletroresistividade

Na prática, no campo onde operamos com o quadripolo AMNB, o subsolo não é homogêneo, mas constituído de várias camadas com resistividades distintas $\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ e espessuras h_1, h_2, \dots, h_{n-1} , de modo que a resistividade calculada pela fórmula 1.1 não corresponde à resistividade verdadeira, mas sim a uma resistividade média, a chamada resistividade aparente.

No levantamento de campo, dois tipos de medição são possíveis de executar: sondagem elétrica vertical (SEV) e perfilagem elétrica. A SEV corresponde a uma série de medidas de resistividades aparentes com emissão de correntes a distâncias simétricas e progressivamente crescentes dos eletrodos de correntes (AB) em relação ao centro do quadripolo que permanece fixo. O arranjo mais adaptado à realização é o de Schlumberger, onde os eletrodos de potencial (MN) permanecem fixos por ocasião de uma série de medidas, tendo o seguinte fator geométrico:

$$K_S = \frac{2\pi}{MN} \cdot \left\{ (AB/2)^2 - (MN/2)^2 \right\} \quad (1.3)$$

com uma condição necessária que $MN \ll AB$.

A medida que fazemos as leituras, calculamos as respectivas resistividades aparentes e construímos a curva de resis-

tividade aparente versus a distância dos eletrodos de corrente AB plotando em papel bilogaritmico. O comportamento das curvas de $\log(\rho_a)$ versus $\log(AB)$ contém informações da distribuição das resistividades verdadeiras e das espessuras das diferentes camadas do subsolo.

A interpretação das curvas de resistividade medida será feita inicialmente através da análise matemática pelo método das tentativas, baseando-se na equação teórica para um modelo de camadas horizontais, o qual representa melhor a situação geológica no lugar de medição. A modelagem das resistividades e espessuras deste modelo inicial consiste em comparar a curva medida de campo com a curva teoricamente calculada, visando-se obter um modelo já melhorado como entrada num segundo processo automático de análise matemática pelo método dos mínimos quadrados, com a finalidade de conseguir o melhor modelo final.

A vantagem de interpretação computacional rápida não elimina, porém, o problema da ambiguidade inerente ao método numérico de análise e o modelo assim determinado, naturalmente não representa a situação geológica verdadeira do subsolo e nunca pode completamente substituir a sondagem mecânica para a confirmação e calibração dos modelos matematicamente determinados,

mas permite uma avaliação ampla sobre o subsolo, tais como: a profundidade até o embasamento cristalino, a espessura da pacote aluvial e da camada saturada com água.

Quando se deseja estudar as variações laterais de resistividade é empregada a técnica de caminhamento elétrico que consiste em deslocar sobre o terreno um quadripolo AMNB fixo, realizando leituras em estações regularmente espaçadas. As diferentes maneiras de combinar este quadripolo permitem grande liberdade na aplicação dessa técnica adaptando-a às características de cada problema estudado. O arranjo clássico é o de Wenner, no qual as três distâncias $AM = MN = NB = a$ e, por causa disso, o fator geométrico se torna uma expressão simples da forma:

$$K_W = 2\pi \cdot a \quad (1.4)$$

5.1.4.2 Aparelho de eletroresistividade

O aparelho de eletroresistividade usado no levantamento de campo é um resistivímetro alemão da marca Bodenseewerk Geosystem, modelo GGA 30, que pertence ao Departamento de Mineração e Geologia (DMG/CCT/UFPb). Ele é composto de duas unidades galvanicamente separadas e eletro-óticamente acopladas. O transmissor de cor-

rente contínua tem capacidade para gerar voltagens de 60V, 120V e 300V com potência máxima de 60W, o qual envia impulsos de corrente de polaridade alternada para o subsolo por meio dos eletrodos A e B em três intervalos de tempo definido, para evitar uma polarização eletro-química do eletrodo de aço com o material rochoso no seu contato. A ligação entre cada dos 4 eletrodos e o aparelho, o conjunto de transmissor T e o receptor R, é feita por meio de finos cabos de conexão, isolados e de comprimento de até 300m para a distância máxima da medida entre o transmissor T e os eletrodos A/B.

5.1.4.3 Perfilagens e sondagens elétricas verticais

Todos os levantamentos geoeletricos, tanto as sondagens como as perfilagens elétricas, foram realizados em cooperação com o grupo geofísico do DMG/CCT/UFPb em virtude da execução dos trabalhos de campo no projeto Pb-41 do PDCT/NE.

Foram executadas duas perfilagens: A 1ª perfilagem de cerca 400m de comprimento em direção N - S, transversal ao leito do aluvial (Fig. 9). A 2ª perfilagem, com extensão total de 4,4 km ao longo do aluvião.

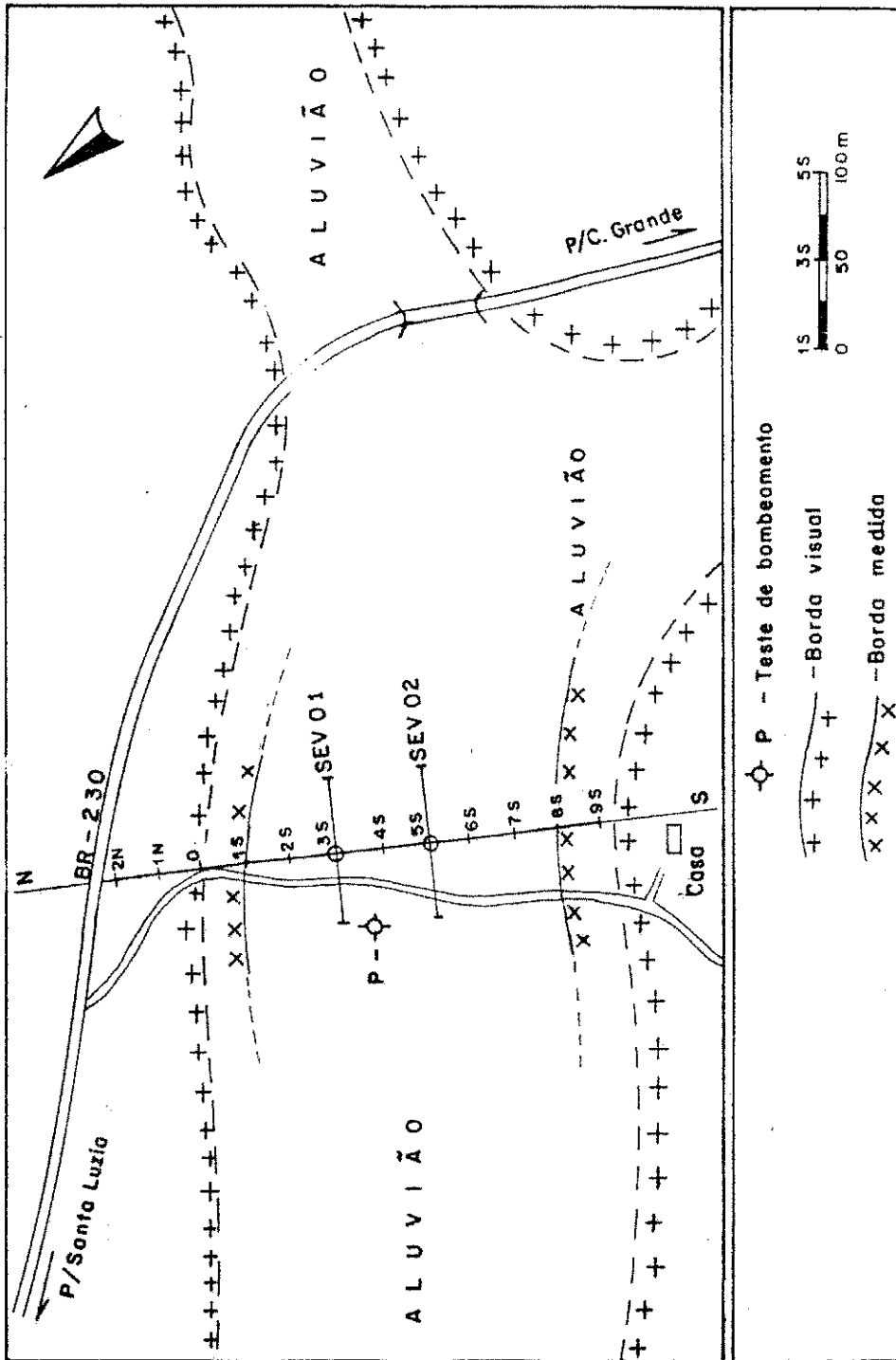


Fig. 9 - Croqui do local das SEVs, perfil elétrico e teste de bombeamento

No primeiro perfil foram feitas leituras em estações equidistante de 25 m com três separações dos eletrodos no arranjo Wenner ($a = 25m, 50m$ e $75m$), quer dizer, três diferentes caminhamentos. A finalidade foi de delimitar exatamente as margens laterais do aluvião, como também mapear a forma seccional do respectivo aluvião, para determinar o local ideal para executar o teste de bombeamento.

A figura 10 mostra o resultado final da 1ª perfilagem com algumas características notáveis:

- Entre as estações 2N e 2S existe um manto de intemperismo bem desenvolvido, que está disposto como um terraço expresso do material siltoso-arenoso ao lado norte do aluvial obteve-se maiores valores de resistividade aparente para menores aberturas dos eletrodos.
- Entre as estações 2S e 8S os perfis de resistividade aparente mantêm-se paralelos mostrando um corpo de aluvial bem desenvolvido.
- Entre as estações 8S e 9S observa-se um aumento nos valores da resistividade aparente com o aumento da distância dos eletrodos. No lado da margem sul a rocha cristalina é praticamente aflorante.

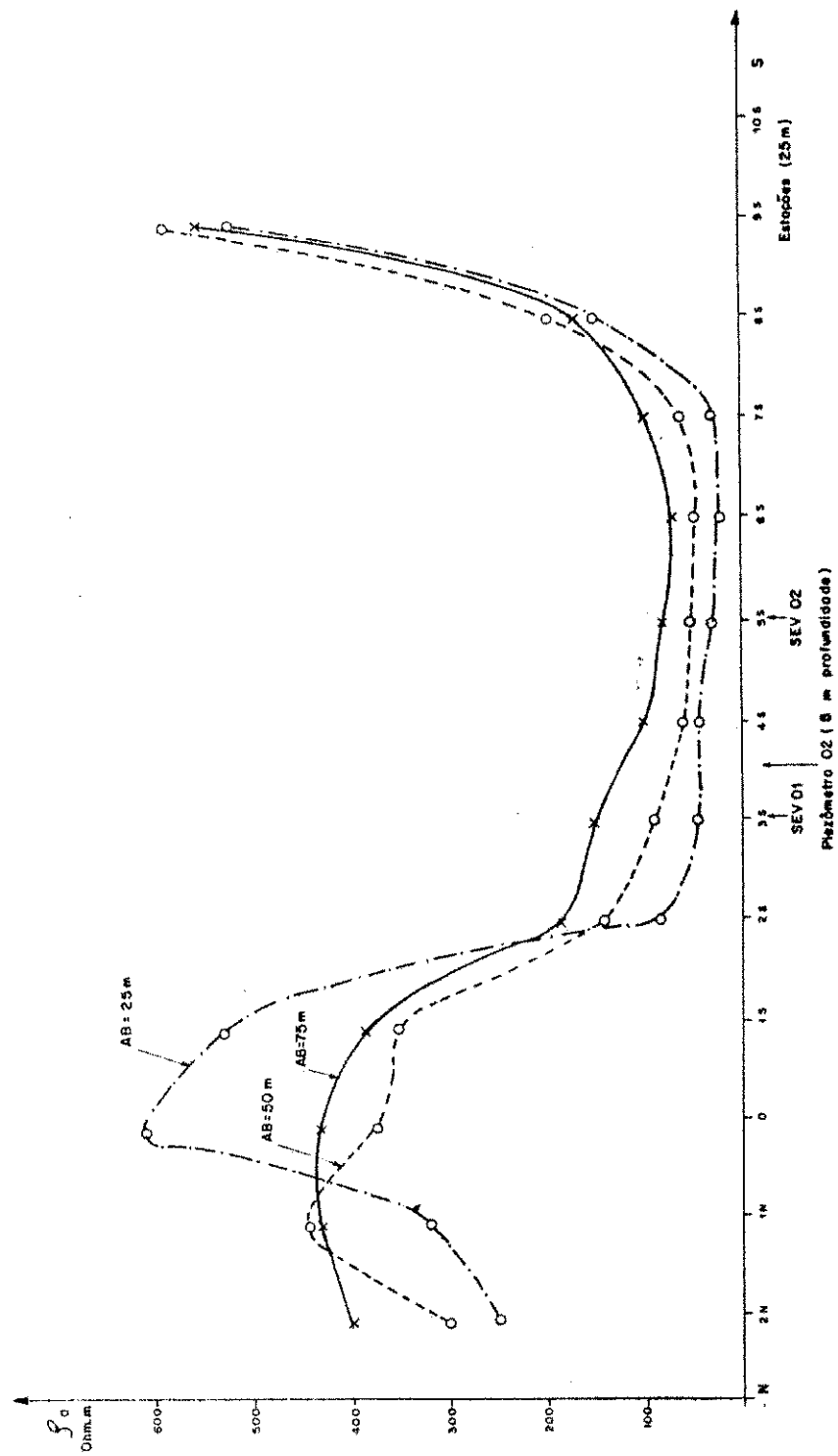


Fig. 10 - Perfil geolétrico transversal na estação P3

Os três perfis realizados apresentam a forma do aluvial semelhante a uma calha, relevando também que na verdade as bordas da calha não estão onde aparecem estar depois da verificação visual feita no campo (entre as estações 0 e 105). A geofísica mostra as margens laterais claramente entre as estações 15 e 95, quer dizer, 50 m menos como foi esperado.

As numerosas sondagens elétricas verticais, executadas na nossa área de estudo, revelaram uma profundidade máxima de 10 m até o embasamento cristalino representado por migmatitos Pré-cambrianos (VITORINO, 1990) e indicam uma sequência aluvial relativamente homogênea de areias médias a grossas com poucas intercalações argilosas.

As duas sondagens elétricas verticais (SEV 01 e SEV 02) foram feitas durante o período de estudo, com finalidade de procurar um local adequado, para no futuro realizar um teste de bombeamento. Ambas mostraram curvas de resistividade semelhantes, do tipo mínimo consistindo pelo menos em três camadas distintas, conforme as figuras 11a e 11c. A explicação racional destas curvas segundo as informações geológicas são que:

- 1ª camada : aluvial não-saturado com água (resistividade variando de média até um alto valor).
- 2ª camada : aluvial saturado com água (baixa resistividade).
- 3ª camada : embasamento cristalino (alta resistividade, acima de 2000 Ohm.m)

Estas sondagens foram feitas num período de estiagem em 1989, vendo-se nos ramos esquerdos das ambas curvas a relativa alta resistividade do aluvial seco, podendo-se comparar com uma outra curva de resistividade realizada pela equipe PB-41 a dois anos atrás no mesmo local, perto de piezômetro P03 (SEV 01), depois da época de chuva em 1987. Nesta observe-se claramente uma curva de resistividade da situação geofísica diferente de duas camadas, enquanto que a primeira camada é completamente saturada com água apresentando uma baixa resistividade no ramo esquerdo (Fig. 11b).

A interpretação geofísica das duas sondagens é bastante confiável e não-ambigua neste caso, porque o poço piezométrico P03 foi perfurado já dois anos atrás e deu uma profundidade de exatamente 8 m.

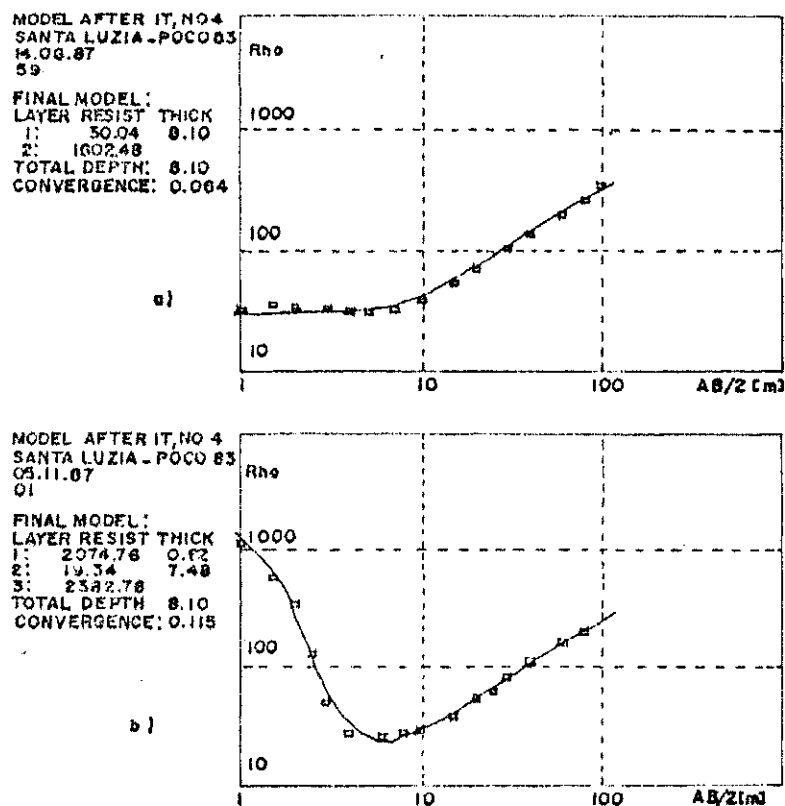


Fig. 11a- Sondagem elétrica vertical na estação P3 (1988)

Fig. 11b- Sondagem elétrica vertical na estação P3 (1987)

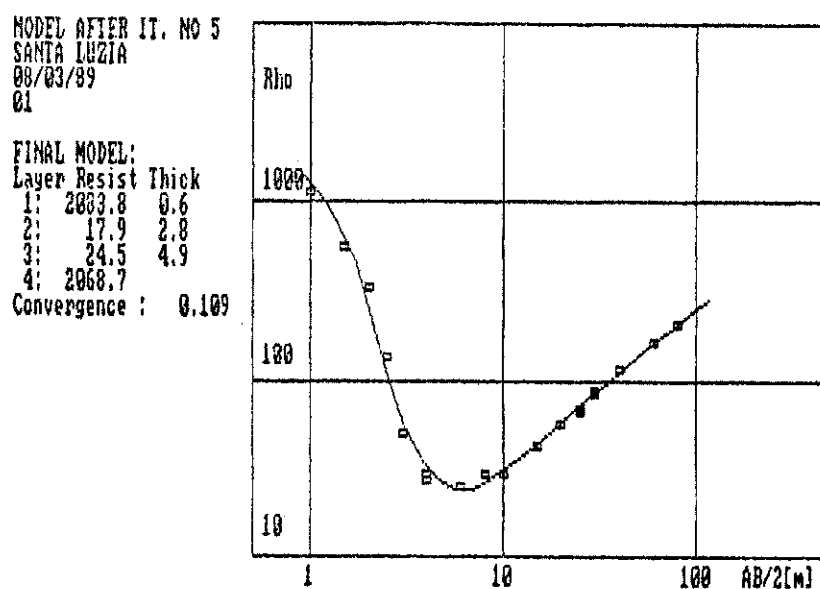


Fig. 11c- Sondagem elétrica vertical próximo a estação P3

Numa etapa posterior, um outro perfil longitudinal com 4,4km de extensão foi realizado, fazendo leituras em estações equidistantes de 25 m com separação dos eletrodos de $a = 25$ m no arranjo Wenner. A finalidade foi a confirmação de algumas barragens submersas, as quais existências foram indicadas pela ocorrência de dois longos trechos alagados e usados para plantação dos moradores há muitos anos. O perfil elétrico mostra vários picos de alta resistividade, devido ao embasamento cristalino pouco profundo, mas detectou também os dois locais onde estavam as barragens submersas (Fig. 24a na pagina 90).

5.1.5 Teste de bombeamento

5.1.5.1 Teoria do teste de bombeamento

Os princípios básicos deste capítulo encontram-se nos livros de texto na área de hidrologia e/ou de água subterrânea e servem aqui como base de tratamento teórico (PINTO et al, 1976, RICHTER & LILLICH, 1975, LANGGUTH & VOIGT, 1980, KINZELBACH, 1986).

O tratamento matemático do escoamento do fluxo de água subterrânea é realizado, como veremos no capítulo 5.2.1, mais detalhado pela equação diferencial de tipo de transporte, bem conhecida nas muitas áreas de física. Estas equações baseam-se na validade da lei de Darcy (2.1), e do outro lado, da capacidade de um aquífero, armazenar ou liberar água, satisfazendo assim a conservação da massa, o chamado princípio de continuidade. No aquífero isotrópico e homogêneo, mas compressível e confinado de extensão horizontal infinita, esta equação se apresenta em coordenadas cartesianas numa forma geral :

$$\partial^2 h / \partial x^2 + \partial^2 h / \partial y^2 + \partial^2 h / \partial z^2 = (S/T) \cdot \partial h / \partial t \quad (1.5)$$

onde h [m] é o nível piezométrico/freático, x , y as coordenadas horizontais, z a coordenada vertical, t o tempo, T [m^2/s] o

coeficiente de transmissibilidade , k [m/s] o coeficiente de permeabilidade e S o coeficiente de armazenamento [%].

Solução analítica é apenas possível na condição delimitada de o fluxo ser horizontal ($dh/dz = 0$, Suposição de Dupuit). No caso de exploração do poço num aquífero confinado, observa-se um rebaixamento do nível piezométrico em um poço de observação, situado a uma distância r do ponto de bombeamento.

$$\partial^2 h / \partial r^2 + 1/r \cdot (\partial h / \partial r) = (S/T) \cdot \partial h / \partial t \quad (1.6)$$

com $r > 0$, $h = h(t,r)$ e $r = \sqrt{(x^2 + y^2)}$.

Esta equação é a base para a dedução da chamada equação clássica de poço. Para a exploração de poço um aquífero freático, onde o componente vertical do nível freático é mais significante por causa do grande rebaixamento no ponto de bombeamento, devem ser consideradas as suposições de Dupuit, tais como:

- 1 - O fluxo é permanentemente horizontal no aquífero.
- 2 - A velocidade é constante no aquífero, independente da distância do ponto de bombeamento.
- 3 - A velocidade na superfície livre descreve-se por $v = -kdh/dr$, sabendo, que isto é apenas uma aproximação para um gradiente

hidráulico pequeno.

A bem conhecida fórmula da exploração de poços de THEIS (1935) deixa-se deduzir, se o nível piezométrico/freatico h , para um certo tempo t , for substituído na equação (1.5) por o valor, $h = h^0 - s$, onde h^0 é uma constante, que representa o nível inicial e, s é o rebaixamento do nível (Fig. 12).

$$\partial^2 s / \partial r^2 + (1/r) \cdot \partial s / \partial r = (S/T) \cdot \partial s / \partial t \quad (1.7a)$$

$$(1/r) \cdot \partial / \partial r \cdot (r \cdot \partial s / \partial r) = (S/T) \cdot \partial s / \partial t \quad (1.7b)$$

Para uma descarga constante de exploração Q [m³/s] iniciada no tempo $t = 0$, têm-se as seguintes condições de contorno e condições iniciais:

$$\begin{aligned} s(t, r=\infty) &= 0 \\ s(0, r) &= 0 \\ (2\pi T r \partial s / \partial r) \Big|_{r=0} &= Q \quad \text{para } t > 0 \end{aligned} \quad (1.8)$$

A dificuldade principal é achar uma solução, relacionando todos os parâmetros, juntos com os parâmetros T e S do aquífero. Deve ser definida a solução da seguinte forma:

$$s(r, t) = s(r^2 S / \{4Tt\}) = s(u) \quad (1.9)$$

e, inserida na equação (1.7), teremos uma equação diferencial ordinária de segunda ordem do tipo:

$$f'' + f' \cdot (1/u + 1) = 0 \quad (1.10)$$

com a solução

$$f(u) = -C_1 \cdot \int_u^{\infty} \frac{\exp -u}{u} du + C_2 \quad (1.11)$$

Utilizando as primeiras duas condições da equação (1.8), as duas constantes de integração, C_1 e C_2 , são determinadas e obtemos a bem conhecida fórmula (THEIS, 1935)

$$s(t, r) = (Q/4\pi T) \cdot W(u) \quad (1.12)$$

A função

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{\exp -u}{u} du \quad (1.13)$$

é denominada, função de poço e pode ser avaliada pelo desenvolvimento em uma série convergente:

$$W(u) = -0,5772 - \ln(u) + u - u^2/(2 \cdot 2!) + (u^3/(3 \cdot 3!)) - \dots + u^n/(n \cdot n!) \quad (1.14)$$

onde o valor 0,5772 é a constante de Euler.

Para um grande intervalo de tempo, o cone de depressão ao redor do ponto de bombeamento varia muito pouco e, a variável u torna-se pequena ($u < 0,01$ - aproximação de JACOB).

$$W(u) \approx -0,5772 - \ln(u) \quad (1.15)$$

que, substituída em (1.12), fornece:

$$s(t, u) = Q/(4\pi T) \{-0,5772 - \ln(r^2 S/4Tt)\} \quad (1.16)$$

com $-0,5772 = \ln(1/u)$ ou $1/u = \exp(-0,5772) = 0,5599$ e, assim, $u = 1,786$, e com $\ln(u) = 2,3026 \log(u)$, podemos reformular a equação (1.16) na forma:

$$\begin{aligned} s(t, r) &= Q/(4\pi T) \cdot \{\ln(1/u) - \ln(1,786)\} & (1.17) \\ &= Q/(4\pi T) \cdot \{\ln(4Tt/(r^2 S)) - \ln(1,786)\} \\ &= Q/(4\pi T) \cdot \{2,3026 \cdot \log(4Tt/(r^2 S)) - 2,3026 \cdot \log(1,786)\} \end{aligned}$$

e, finalmente, chegamos a equação de THIEM:

$$s(t, r) = 2,30 \cdot Q/(2\pi T) \cdot \log(R/r) \quad (1.18)$$

$$s(t, r) = 2,30 \cdot Q/(4\pi T) \cdot \{\log(2,25Tt/(r^2 S))\} \quad (1.19)$$

com raio de influência de rebaixamento $R = \sqrt{2,25Tt/S}$

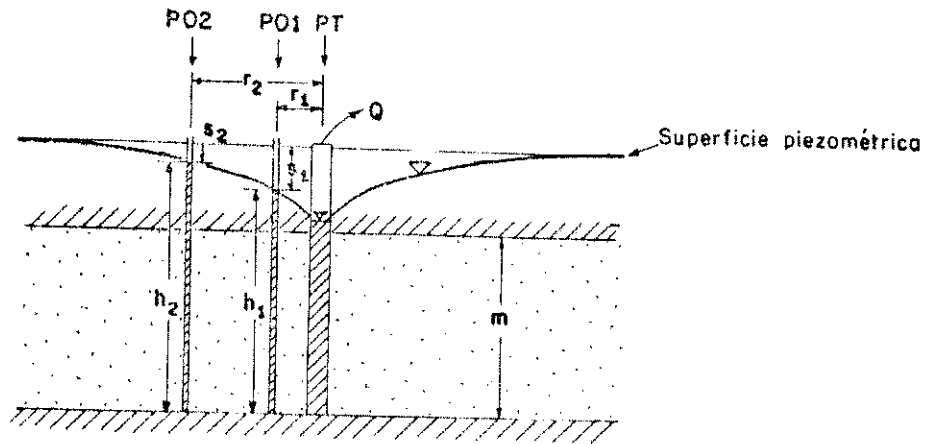


Fig. 12- Croqui do poço no aquífero confinado

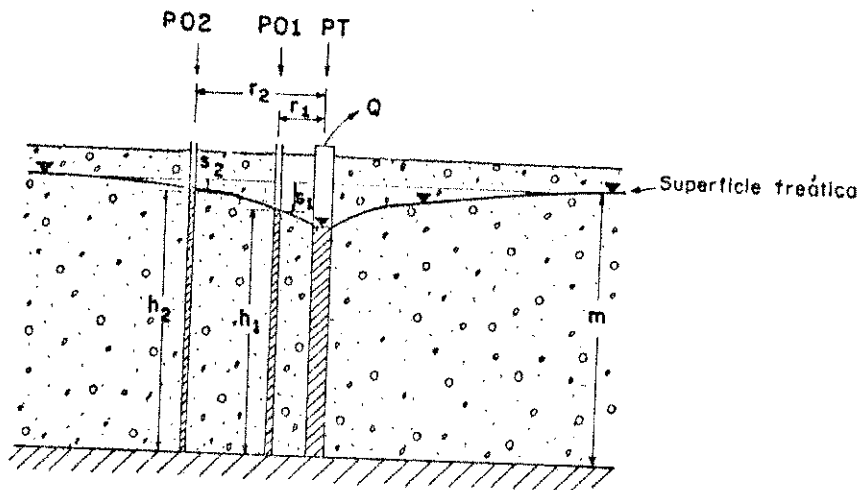


Fig. 13- Croqui do poço no aquífero freático

A fórmula (1.19) pode ser utilizada para o aquífero freático, enquanto o rebaixamento permanece pequeno em comparação com a espessura da camada m . Apenas neste caso, pode-se fazer a aproximação $h_1 + h_2 = 2m$, conforme a figura 13. Esta não vale mais no caso de grande rebaixamento, pois a transmissibilidade T não permanece mais uma constante, mas torna-se menor com o crescimento do tempo t , o problema não é mais resolvido analiticamente. JACOB (1944) desenvolveu um método para superar esta deficiência, medindo o rebaixamento em pelo menos, dois poços piezométricos durante o teste de bombeamento, e o rebaixamento observado corrigidos por:

$$s' = s - s^2/2m \quad (1.20)$$

Com os valores corrigidos do rebaixamento s' , o valor da transmissibilidade e o coeficiente de armazenamento devem ser também corrigidos pelas fórmulas:

$$T' = 0,3665 \cdot Q / \Delta s' \quad (1.21)$$

$$S' = m \cdot S / (m - s) = m \cdot n_e / (m - s) \quad (1.22)$$

onde S' é coeficiente aparente de armazenamento e n_e a porosidade.

Sabe-se que, os valores de rebaixamento não-corrigidos produzem um valor de transmissibilidade muito pequeno.

Uma outra dedução, como acima citado, mostra que o rebaixamento s' é a solução da equação não-estacionária para o aquífero freático, se o coeficiente de armazenamento S for substituído pelo coeficiente aparente S' .

$$s'(t,r) \cdot 2m = h^{0^2} - h^2 = 2,3 \cdot Q / (\pi \cdot k) \cdot \log(R/r) \quad (1.23a)$$

$$s'(t,r) = (h^{0^2} - h^2) / (2m) = 2,3 \cdot Q / (\pi \cdot k) \cdot \log(R/r) \quad (1.23b)$$

com raio de influência de rebaixamento $R = \sqrt{2,25Tt/ne}$.

5.1.5.2 Métodos de linha reta

Equação (1.18) serve como a base para formular as equações simples dos três chamados métodos de linha reta (COOPER & JACOB, 1946). Eles podem ser utilizados, se as condições, acima citadas, foram satisfeitas e a condição adicional que $u = r^2 S / (4Tt) \leq 0,02$ seja válida.

Método I: Método de tempo/rebaixamento

Todos os valores de nível piezômetro/freático registrados em um poço de observação, situado em um distância definida r do ponto de bombeamento, são plotados em um diagrama semi-logarit-

mico de rebaixamento s versus o tempo $\log(t)$. Através da inclinação da reta, o coeficiente de transmissibilidade pode ser determinado facilmente.

O rebaixamento no poço de observação de distância r no tempo t_1 é:

$$s_1(t_1, r) = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25Tt_1) / \{r^2 S\}\}$$

no tempo t_2 é:

$$s_2(t_2, r) = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25Tt_2) / \{r^2 S\}\}$$

onde $t_2 > t_1$ e $s_2 > s_1$.

Pela subtração das duas equações, teremos:

$$s_2 - s_1 = \Delta s = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \log(t_2/t_1) \quad (1.24)$$

Escolhemos t_2 e t_1 de tal maneira, que $t_2/t_1 = 10$, então $\log(t_2/t_1) = 1$, e $2,30/2\pi = 0,3665$, obtemos para a transmissibilidade T :

$$T = 0,3665 \cdot Q / (2 \cdot \Delta s) \quad (1.25)$$

Prolongando a reta logaritmica até o corte com a horizontal, teremos o ponto de corte com as coordenadas $s = 0$ e $t = t^*$. Inse-

rindo os dois valores na equação (1.18), obtemos:

$$s = 0 = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,35 \cdot Tt^0) / \{r^2 S\}\}$$

Portanto,

$$\log(2,25 \cdot Tt^0) / \{r^2 S\} = 0$$

$$2,25 \cdot Tt^0 / \{r^2 S\} = 1$$

e, assim, o coeficiente de armazenamento S:

$$S = 2,25 \cdot Tt^0 / r^2 \quad (1.26)$$

Método II: Método de distância/rebaixamento

Todos os valores de níveis piezômetros/freáticos registrados um certo tempo em vários poços de observação, situados em distâncias definidas do ponto de bombeamento, são plotados em um diagrama semi-logaritmico de rebaixamento s versus a distância $\log(r)$. No caso, que $u \leq 0,02$, todos os pontos ficam numa linha reta. Através da inclinação dessa reta, o coeficiente de transmissibilidade pode ser determinado facilmente.

O rebaixamento no poço de observação no tempo t no poço 1 em uma distância r_1 é:

$$s_1(t, r_1) = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25 Tt) / \{r_1^2 S\}\}$$

em uma distância r_2 é:

$$s_2(t, r_2) = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25Tt) / \{r_2^2 S\}\}$$

onde $r_2 > r_1$ e $s_2 < s_1$.

Depois da subtração das duas equações, recebemos:

$$s_1 - s_2 = \Delta s = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot 2 \log(r_2 / r_1) \quad (1.27)$$

Com $r_2 / r_1 = 10$, então, $\log(r_2 / r_1) = 1$, e $2,30 / 2\pi = 0,3665$, obtemos para a transmissibilidade T :

$$T = 0,3665 \cdot Q / \Delta s \quad (1.28)$$

Prolongando a reta logarítmica até o corte com a horizontal, obteremos o ponto de corte com as coordenadas $s = 0$ e $r = r^0$.

Inserindo os dois valores na equação (1.18), obtemos:

$$s = 0 = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25Tt) / \{r^{0^2} S\}\}$$

Portanto,

$$\log(2,25 \cdot Tt) / \{r^{0^2} S\} = 0$$

$$2,25 \cdot Tt / \{r^{0^2} S\} = 1$$

e, assim, o coeficiente de armazenamento S :

$$S = 2,25 \cdot Tt / r^{0^2} \quad (1.29)$$

Neste método, é mais difícil conseguir produzir uma reta, porque os poços de observação são situados em direções diferentes, num aquífero na realidade nunca isotrópico. Por esta razão, a transmissibilidade e o coeficiente de armazenamento variam em função da distância r e, os valores de rebaixamento observados ficam acima ou abaixo da reta ideal.

Método III: Método de distância/tempo/rebaixamento

Este método é uma combinação dos métodos I e II, que permite uma apresentação coletiva de todos os pares de valores, s versus t/r^2 , nos poços de observação em um só diagrama semi-logarítmico de rebaixamento s versus o valor $\log(t/r^2)$. No caso, que $u \leq 0,02$, todos os pontos ficam numa linha reta. Portanto, valem, para os rebaixamentos em 2 poços de observação nos 2 tempos distintos, as seguintes relações:

$$s_1(t_1, r_1) = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25Tt_1) / (r_1^2 S)\}$$

$$s_2(t_2, r_2) = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25Tt_2) / (r_2^2 S)\}$$

onde $s_2 > s_1$ e $t_2/r_2^2 > t_1/r_1^2$.

Depois da subtração, teremos:

$$s_2 - s_1 = \Delta s = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \log(t_2/r_2^2 / \{t_1/r_1^2\}) \quad (1.30)$$

Com $(t_2/r_2^2)/(t_1/r_1^2) = 10$, o respectivo logaritmo é 1, e $2,30/2\pi = 0,3665$, obtemos para a transmissibilidade T:

$$T = 0,3665 \cdot Q / (2\Delta s) \quad (1.31)$$

a qual é idêntica a equação (1.25). Prolongando a reta logaritmica até o corte com a horizontal, teremos o ponto de corte com as coordenadas $s = 0$ e $t/r^2 = t^0/r^{0^2}$. Inserindo os dois valores na equação (1.18), obtemos:

$$s = 0 = 2,30 \cdot Q / (4\pi T) \cdot \{\log(2,25 \cdot Tt^0) / \{r^{0^2} S\}\}$$

e, finalmente de novo, o coeficiente de armazenamento S:

$$S = 2,25 \cdot Tt^0 / r^{0^2} \quad (1.32)$$

Não foi discutido o método de superposição de THEIS (1935) porque não foi utilizado neste estudo. Ele faz uso da equação (1.12). THEIS desenvolveu um método gráfico, baseado na proporcionalidade entre $W(u)$ e S e entre $1/u$ e t/r^2 , que consiste em comparar a curva padrão $W(u)$ versus $1/u$ com a curva de dados observados s versus t/r^2 na apresentação bilogaritmica na mesma escala, até obter a melhor coincidência das curvas pelo desloca-

mento horizontal e vertical das duas folhas de papéis vegetais. Será escolhida um ponto qualquer, comum aos dois gráficos, na parte coincidência entre duas curvas, é extraídas as respectivas coordenadas $W^0(u)$, u^0 , s e t/r^2 , as quais inseridas na equação (1.12) , calculando-se T e S pelas fórmulas:

$$T = Q/(4\pi s) \cdot W^0(u) \quad (1.33)$$

e

$$S = 4Ttu^0/r^2 \quad (1.34)$$

5.1.5.3 Execução do teste de bombeamento

Para se obter um conhecimento do comportamento hidrodinâmico do aquífero em estudo, foi preciso realizar, pelo menos, um teste de bombeamento em um local representativo do aquífero. Pelo levantamento geofísico detalhado realizado perto do poço piezométrico P03, foi selecionado esta estação para a execução de um teste de bombeamento. O arranjo dos poços de observação foi colocado transversalmente à direção do leito, conforme a figura 10 e 14, incluindo o já existente P03 como um dos três respectivos poços, os quais serviram para registrar o rebaixamento dos níveis freáticos durante o teste de 24 horas.

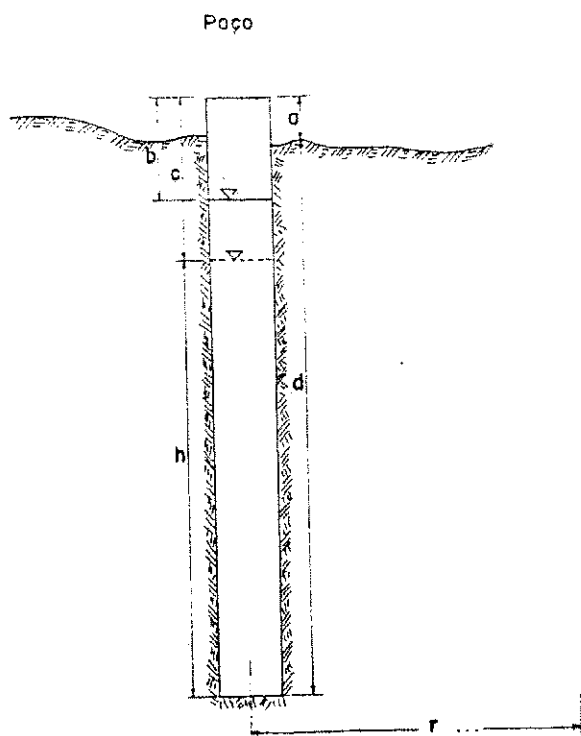
O teste de bombeamento, realizado no mês de junho de 1988, foi executado pela empresa Hidro-Pires, Campina Grande, e foi acompanhado pela equipe do projeto Pb-41, durante quatro dias, desde a fase de perfuração até o registro dos dados de rebaixamento (24 horas) e recuperação (12 horas).

O poço de bombeamento foi perfurado, mediante uma perfuratriz manual com sistema de percussão e lavagem, um furo com diâmetro de 12" e 7,5 m de profundidade até o embasamento cristalino, com auxílio de um trado de mão de 6" , ampliado por um retirador do material de perfuração de 12" e segurado por um

revestimento de tubos de 10". Subsequentemente, foi colocado um filtro de aço com poros de 2 mm e comprimento de 3 m, passando no seu fim um pé de poço de 0,50 m. Antes de retirar o revestimento, foi injetado uma solução de bentonita para segurar a estabilidade da parede do furo, e preenchido o espaço entre a parede e o filtro com uma camada de cascalho. Foi utilizado para a instalação do respectivo poço de bombeamento 4 sacos com 25 kg de bentonita e 32 l/m de cascalho de tamanho de 2-4 mm.

A limpeza do poço foi feita em duas etapas: A primeira foi o emprego da chamada "caçamba" para retirar a bentonita fora do furo; a segunda com o chamado "plunge", um pistão de borracha no pé de um trado movimentado verticalmente junto com uma lavagem de água limpa. Este procedimento tinha que ser repetido várias vezes, até o poço está completamente limpo.

Este trabalho com auxílio de quatro pessoas, teve a duração de um dia. Os outros dois piezômetros de 5 e 20 m de distância do poço de bombeamento foram perfurados no segundo dia. No terceiro dia devia ser executado o teste de bombeamento, mas, por causa de vários defeitos da bomba e seus acessórios, o bombeamento de 24 horas começou no quarto dia.



a (m)		b (m)	
Pt	0,35	Pt	0,695
P01	0,93	P01	1,21
P02	0,79	P02	1,00
P03	0,88	P03	1,13
c (m)		s=c-b (m)	
Pt	1,515	Pt	0,815
P01	1,420	P01	0,210
P02	1,095	P02	0,095
P03	1,215	P03	0,085
d (m)		h (m)	
Pt	7,5	Pt	6,34
P01	7,0	P01	6,51
P02	8,0	P02	7,70
P03	9,5	P03	9,17
$s^* = s \frac{S^2}{2h} (m)$		r (m)	
Pt	0,763	Pt	0,12
P01	0,216	P01	5,00
P02	0,0944	P02	10,00
P03	0,0846	P03	20,00

Vazão da bomba $Q = 24,1 \text{ m}^3/\text{h}$

Tab. II - Dados geométricos dos poços do teste de bombeamento

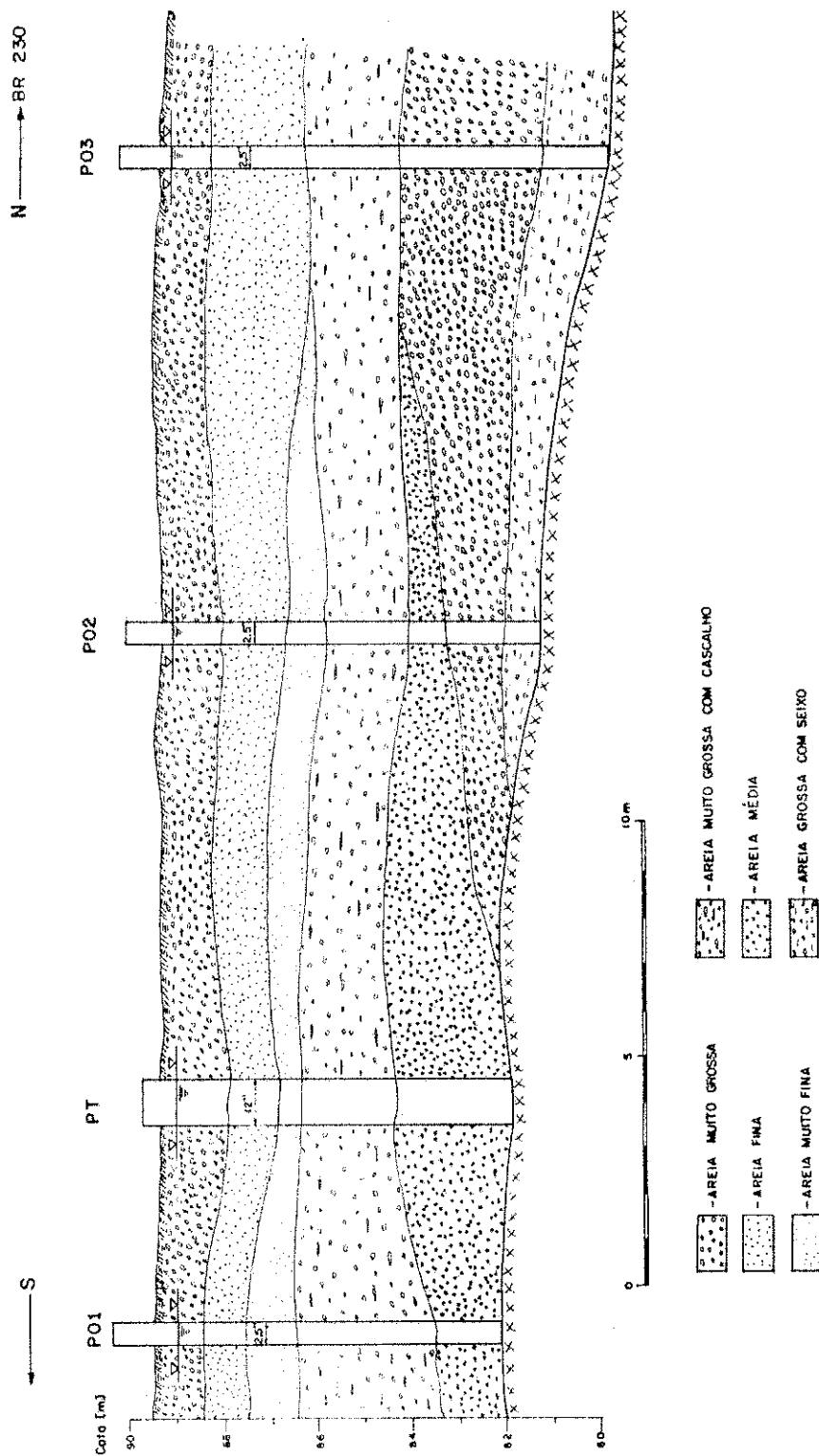


Fig. 14 - Perfil litológico dos poços do teste de bombeamento

Como o aquífero estava muito saturado, devido as chuvas dos meses de abril e maio, como também a potência limitada da bomba de sucção, com aproximadamente 24 m³/h de vazão, não foi suficiente e possibilitou apenas um rebaixamento pequeno nos níveis dos poços de observação, durante o teste de 24 horas, os quais foram medidos com medidor de nível em intervalos de tempo definidos. A recarga do aquífero foi muito rápida, como foi provada na fase da recuperação depois 24 horas de bombeamento. Consequentemente, o teste devia ter repetido por uma bomba mais potente, o que, infelizmente, não foi disponível conseguir.

Por causa disso, os resultados do teste não foram muito satisfatórios, e complicaram extremamente as análises subseqüente e deixaram muitas dúvidas sobre o valor determinado da transmissibilidade neste local.

5.1.5.4 Análise e discussão do teste de bombeamento

O teste de bombeamento (Tab. II), foi analisado através do método de linha reta, de COOPER & JACOB, 1946). Para isto, foi preciso confeccionar vários diagramas semi- e bilogarítmicos, apresentando o rebaixamento s [m] medidos nos respectivos poços versus a abscisa logarítmica do tempo t , ou distância r . Ou uma combinação do tempo e distância, conforme figuras 15, 16, 17, 18.

Pt								
r= 0,121m								
t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)
60	1,395	4098	1500	1,520	102452	14400	1,515	983539
120	1,490	8196	1800	1,520	122942	21600	1,525	1475309
300	1,510	20490	2100	1,525	143432	28800	1,515	1967078
420	1,510	28686	2400	1,520	163923	36000	1,515	2458848
600	1,518	40980	3600	1,518	245885	50400	1,540	3442381
1200	1,517	81961	7200	1,555	491769	86400	1,510	5901236
P01								
r=5m								
t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)
60	0,160	2,4	1500	0,190	60	14400	0,205	576
120	0,175	4,8	1800	0,190	72	21600	0,205	864
300	0,175	12,0	2100	0,190	84	28800	0,205	1152
420	0,180	16,8	2400	0,190	96	36000	0,210	1440
600	0,180	24,0	3600	0,190	144	50400	0,205	2016
1200	0,190	48,0	7200	0,190	288	86400	0,225	3452
P02								
r=10m								
t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)
60	0,0	0,6	1500	0,080	15	14400	0,095	144
120	0,0	1,2	1800	0,080	18	21600	0,095	216
300	0,0	3,0	2100	0,080	21	28800	0,095	288
420	0,065	4,2	2400	0,085	24	36000	0,095	360
600	0,075	6,0	3600	0,090	36	50400	0,095	504
1200	0,080	12,0	7200	0,100	72	86400	0,100	864
P03								
r=20m								
t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)	t (s)	s (m)	t/r ² (s/m ²)
60	0,040	0,15	1500	0,065	3,75	14400	0,085	36
120	0,040	0,30	1800	0,065	4,50	21600	0,085	54
300	0,050	0,75	2100	0,065	5,25	28800	0,085	72
420	0,055	1,05	2400	0,065	6,00	36000	0,085	90
600	0,055	1,50	3600	0,070	9,00	50400	0,090	126
1200	0,060	3,00	7200	0,075	18,00	86400	0,100	216

Tab. III - Níveis freáticos dos poços do teste de bombeamento

Diagrama S - log (t) do teste de bombeamento

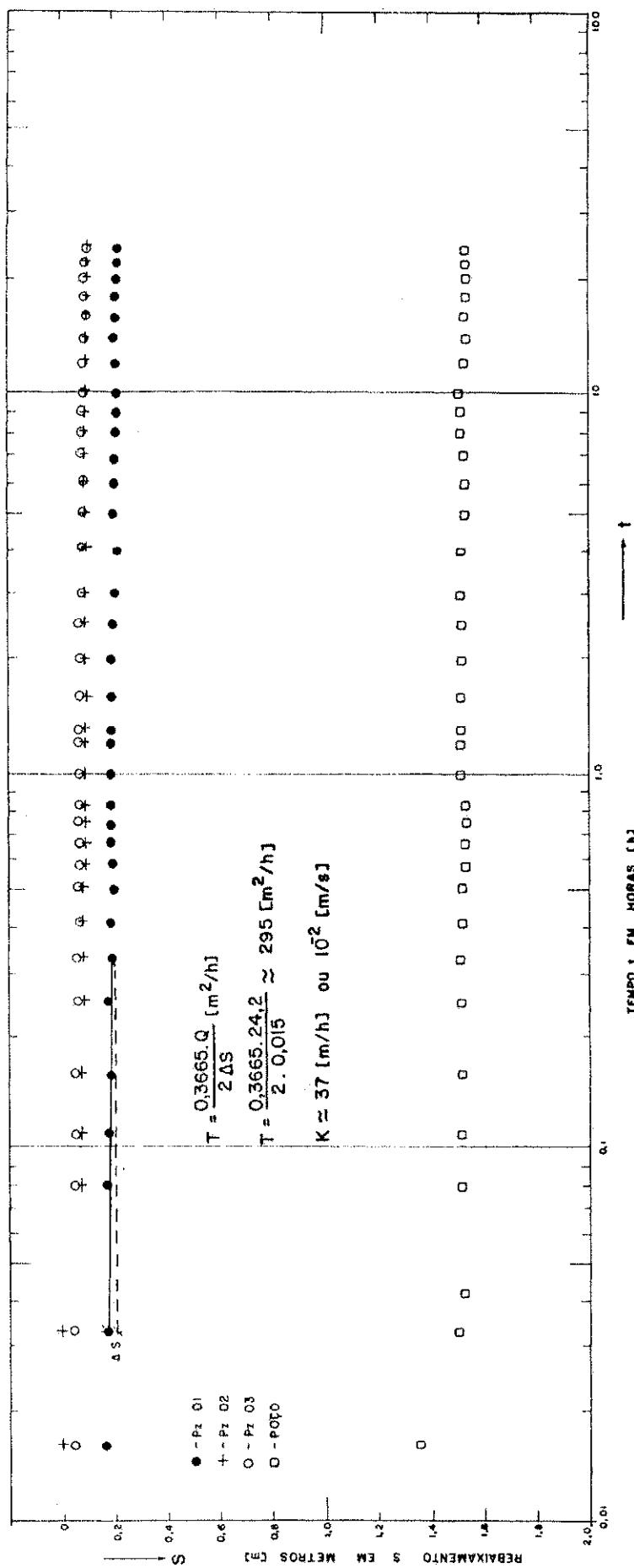


Fig. 15 - Diagrama (s - log t) do teste de bombeamento

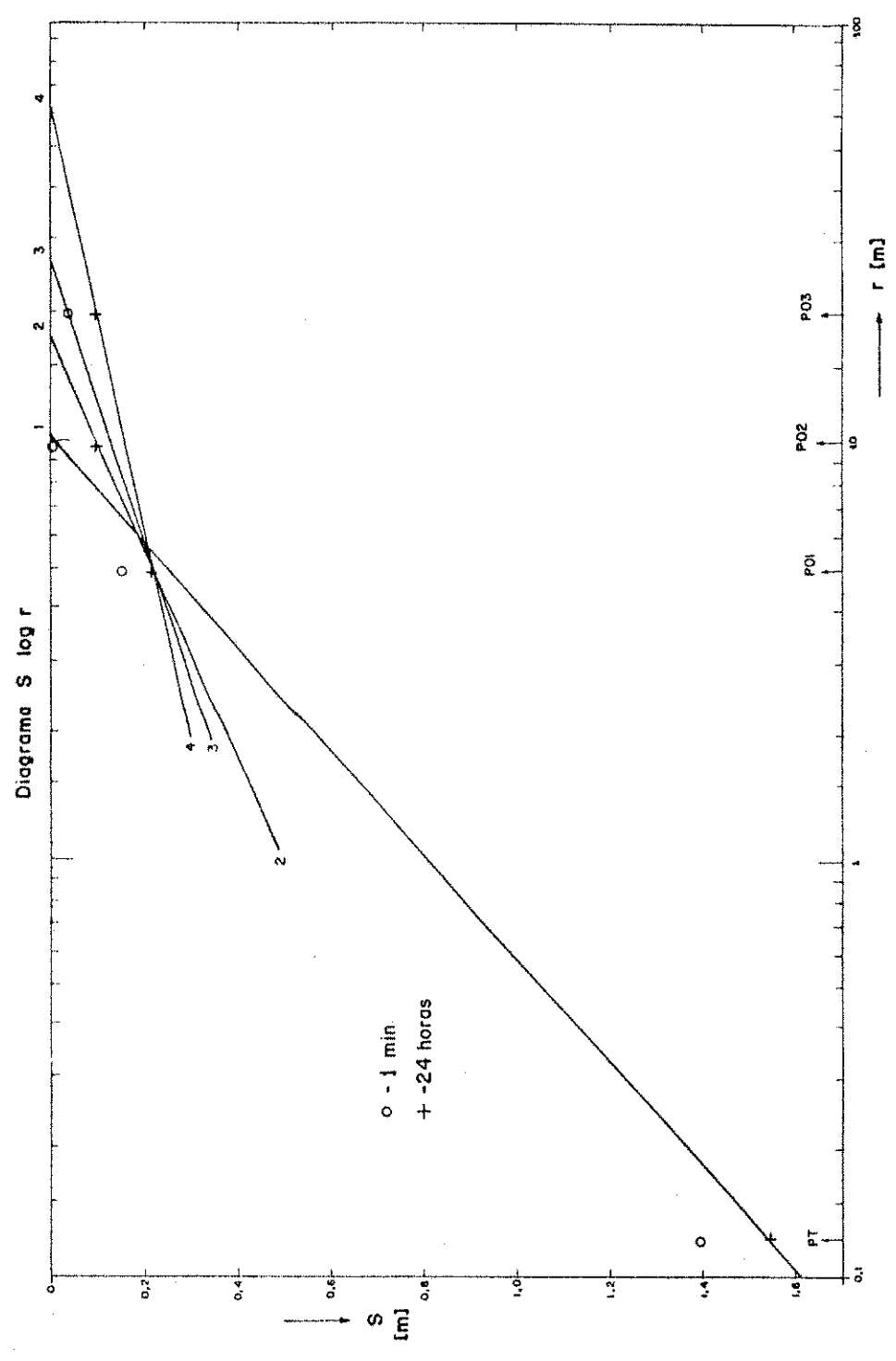


Fig. 16 - Diagrama (s - log r) do teste de bombeamento

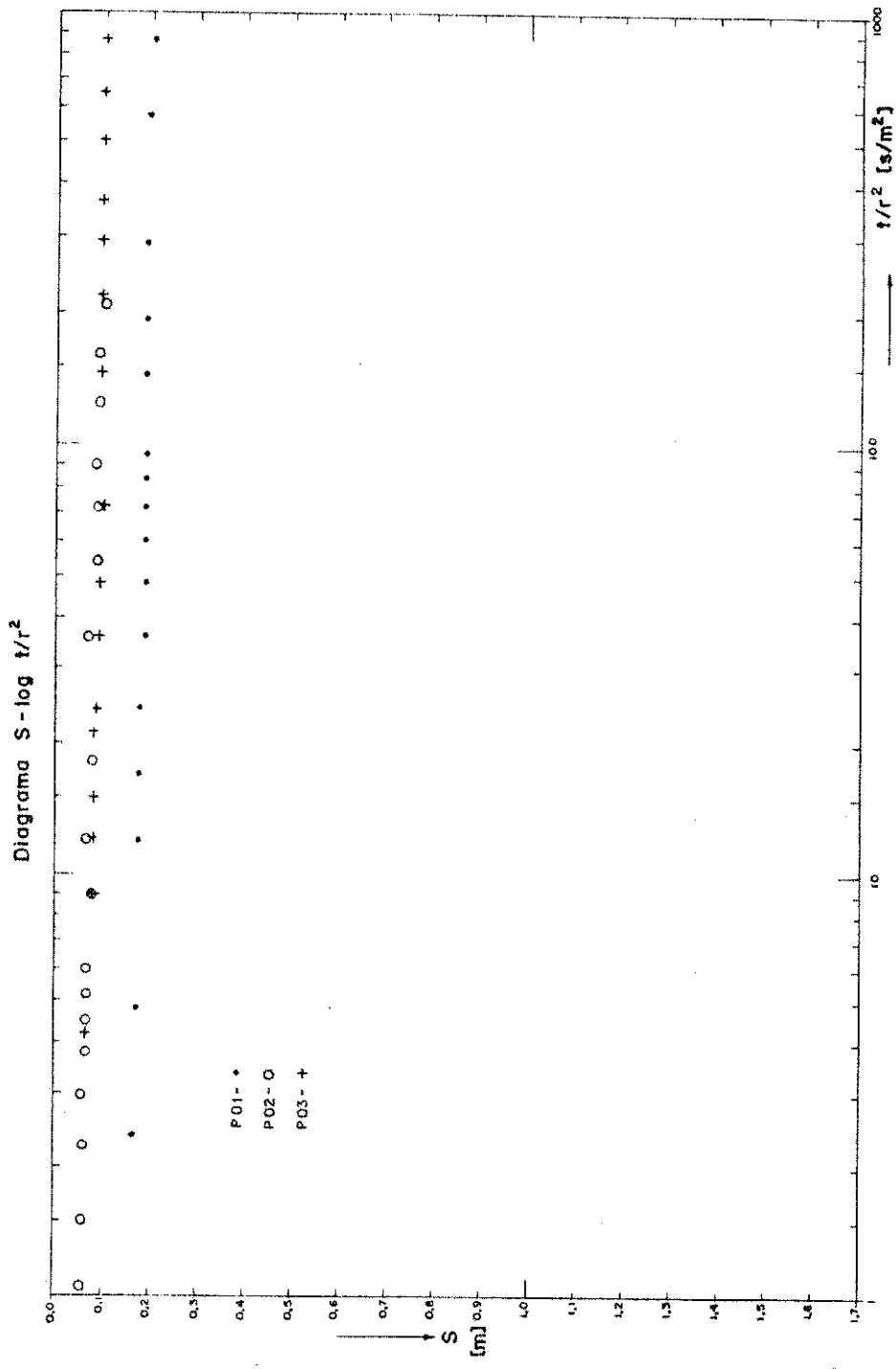


Fig. 17 - Diagrama (s - log(t/r²)) do teste de bombeamento

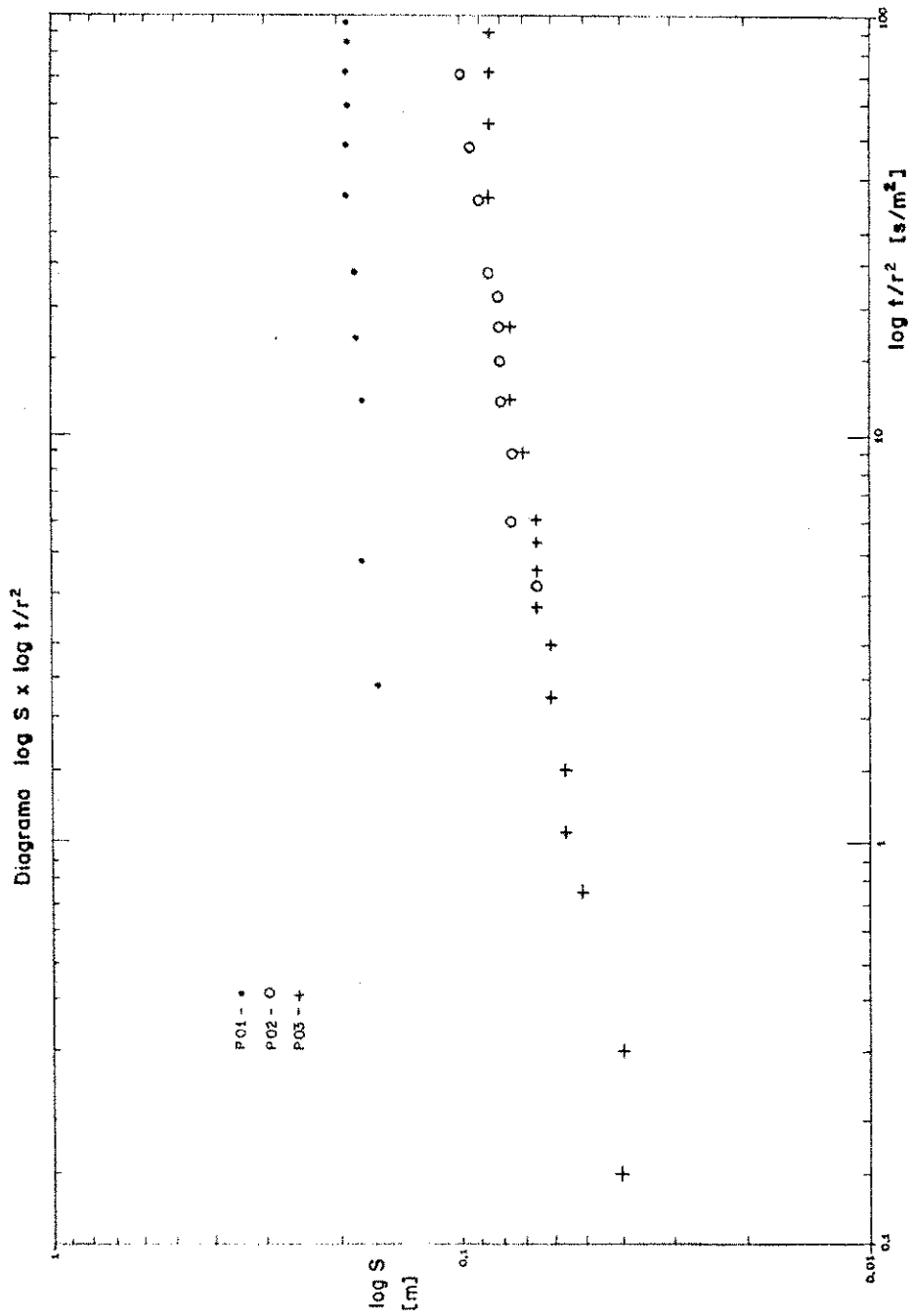


Fig. 18 - Diagrama ($\log s - \log(t/r^2)$) do teste de bombeamento

Utilizando as respectivas fórmulas dos três diferentes métodos de linha reta, conseguimos deduzir os seguintes valores de transmissibilidade, com grande divergência entre si.

Método I (Tempo - Rebaixamento)

$$T(5m) = 7,6E-2 \text{ [m}^2/\text{s]} \quad K = 1,0E-2 \text{ [m/s]}$$

$$T(10m) = 2,0E-1 \quad K = 2,7E-2$$

$$T(20m) = 7,1E-2 \quad K = 9,5E-3$$

Método II (Distância - Rebaixamento/depois 24 horas)

$$T(PT-P1/P2) = 3,1E-3 \quad K = 4,1E-4$$

$$T(P1 - P2) = 6,3E-3 \quad K = 8,3E-4$$

$$T(P1-P2/P3) = 8,2E-3 \quad K = 1,1E-3$$

$$T(P1 - P3) = 1,2E-2 \quad K = 1,6E-3$$

Método III (Distância/Tempo - Rebaixamento)

$$T(5/t^2) = 6,2E-2 \quad K = 8,2E-3$$

$$T(10/t^2) = 4,1E-2 \quad K = 5,5E-3$$

$$T(20/t^2) = 5,0E-2 \quad K = 6,6E-3$$

A análise das várias curvas de rebaixamentos, mostra que o teste de bombeamento não foi executado satisfatoriamente, devido a saturação do aquífero, como também da pouca potência da bomba

de sucção, que não conseguiu causar um rebaixamento, suficiente para atingir um estado quasi-estacionário. O valor mais confiável é o determinado pelo método II, tomando a diferença do rebaixamento entre os poços 1 e 2, conforme a reta 2 na figura 16. O valor da transmissibilidade de $T = 6,3E-3$ [m^2/s], dividido pela espessura da camada saturada $b = 7,5$ m, teremos $K = 8,3E-4$ [m/s]. Este valor parece refletir melhor a transmissibilidade de um aquífero deste tipo, e foi usado como valor inicial no modelo de simulação. Infelizmente foi deixado de determinar a transmissibilidade com outros métodos, tais como o método de granulometria e/ou a medição com um permeametro. Os dois métodos serão realizados no laboratório, usando o material coletado na perfuração.

Não conseguimos deduzir nenhum valor razoável, para o coeficiente de armazenamento, com os dados do teste, devido à pouca inclinação das retas nos diagramas de rebaixamento versus tempo, portanto, foi estimado um valor inicial racional para um aquífero livre de $S = 0,20$.

5.2.1 Princípios de escoamento nos meios porosos

Os modelos de escoamento de água subterrânea discutidos nos principais livros de modelagem do fluxo (KINZELBACH, 1984, WANG & ANDERSON 1982, RICHTER & LILLICH, 1975, DE WIEST, 1969) descrevem fluxos em aquíferos ou partes de aquíferos com extensões mais largas que as suas respectivas profundidades.

O movimento de água subterrânea é encontrado nas camadas não-saturada e saturada. Na camada não-saturada o movimento de água ocorre geralmente na direção vertical. Pelo contrário, o movimento de água na camada saturada ocorre principalmente horizontal. Devem ser considerados apenas os aquíferos porosos e não os aquíferos de rochas fraturadas e de aquíferos cársticos, embora que os métodos apresentados possam ser aplicados, numa maneira um pouco modificada, aos aquíferos de rochas fraturadas.

A variável observável, a qual é descrita nos modelos, é o nível piezométrico no caso de aquífero confinado e semi-confinado e, o nível freático no caso de aquífero não-confinado ou livre. Para cada modelo do respectivo aquífero, esta variável é sempre a função $h = h(x,y,t)$, as vezes chamada de carga hidráulica. O fluxo de água subterrânea é criado pelo gradiente do nível piezométrico/freático.

Na aproximação regional, o fluxo é considerado horizontal, significando, que o gradiente vertical é zero (Suposição de Dupuit, $dh/dz = 0$) e, assim, reduz os modelos inicialmente definidos em três dimensões para um problema bidimensional. Evidentemente, isto não é a verdade nas seguintes situações hidrológicas, tais como: na vizinhanças de poços de descarga, aquíferos com grande variações na espessura e grande infiltrações da superfície.

Finalmente é assumido, que a densidade da água subterrânea é constante em todo o aquífero e é considerada como um fluido ideal, isto é, não-viscoso e incompressível.

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

- lei da continuidade
- lei de Darcy.

Enquanto a lei da continuidade exige a conservação da massa de água, a lei de Darcy diz, que no meio poroso, isotrópico e homogêneo, a taxa volumétrica de fluxo Q por unidade da área A percorrida - a chamada descarga específica $q = Q/A$, ou, equivalentemente, a velocidade média aparente v - é diretamente proporcional do gradiente negativo do nível piezométrico / freático.

$$\{q\} = \{v\} = -k \cdot \text{grad } h \quad (2.1)$$

com $\{v\} = (v_x, v_y)$ e $\text{grad } h = (dh/dx, dh/dy)$

O fator de proporcionalidade k é chamado coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica. Nos aquíferos anisotrópicos e não-homogêneos, o escalar k deve ser substituído por um tensor simétrico e a lei de Darcy apresenta-se numa forma mais geral:

$$\{q\} = \{v\} = -[K] \text{ grad } h \quad (2.2)$$

$$\text{com } [K] = \begin{vmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{vmatrix}$$

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

A equação diferencial do fluxo é derivada por meio do balanço hídrico ao redor de um volume unitário de área unitária $dxdy$ e sua extensão vertical da espessura do aquífero m . Consideramos inicialmente o modelo do aquífero confinado (Fig. 20). Durante um intervalo de tempo $[t, t+dt]$, o saldo do fluxo total - soma dos fluxos (+) de entrada e dos fluxos (-) de saída - resulta no aumento ou na perda da água armazenada no volume unitário definido. Os fluxos de entrada/saída são considerados horizontais e a recarga/descarga é vertical.

$$\Delta t \left[(mv_x)|_{x+\Delta x} \Delta y - (mv_x)|_x \Delta y + (mv_y)|_{y+\Delta y} \Delta x - (mv_y)|_y \Delta x + q\Delta x\Delta y \right] = S\Delta x\Delta y \cdot \{h(t + \Delta t) - h(t)\} \quad (2.3)$$

onde m é a espessura do aquífero, S [%] o coeficiente de armazenamento, que expressa a quantidade de água, que pode ser armazenada adicionalmente por compressibilidade numa coluna de aquífero de área unitária $dx dy$ ($1m^2$) e altura m , se o nível piezométrico for crescido por uma unidade ($1m$) e, q é a taxa de recarga/descarga por área unitária $dx dy$.

Dividindo a equação (2.3) por $dt dx dy$ e fazendo $dx \rightarrow 0$, $dy \rightarrow 0$, e $dt \rightarrow 0$, recebemos uma equação diferencial parcial de segunda ordem:

$$\text{grad} (m \cdot \{v\}) + q = S \cdot \partial h / \partial t \quad (2.4)$$

Inserindo a lei de Darcy (2.2) na (2.4), a equação resultante é expressa através da variável $h(x,y)$, descrevendo um fluxo não estacionário no aquífero anisotrópico.

$$\text{grad} (m \cdot |K| \text{ grad } h) + q = S \cdot \partial h / \partial t \quad (2.5)$$

Para um aquífero isotrópico bi-dimencional descreve-se:

$$\text{grad} (m \cdot k \text{ grad } h) + q = S \cdot \partial h / \partial t \quad (2.6a)$$

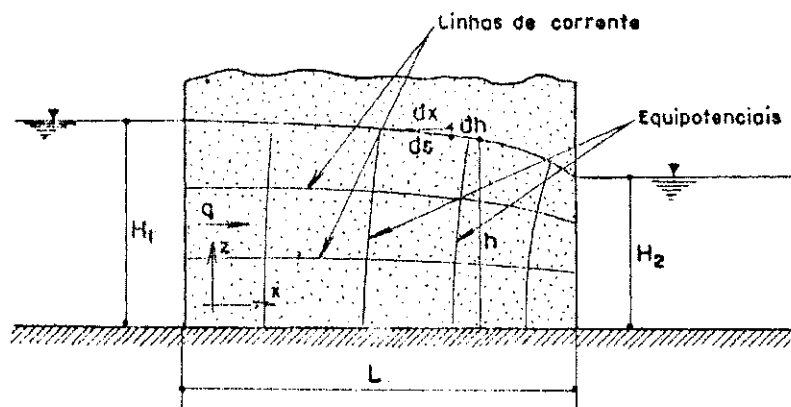


Fig. 19- Fluxo nos meios porosos

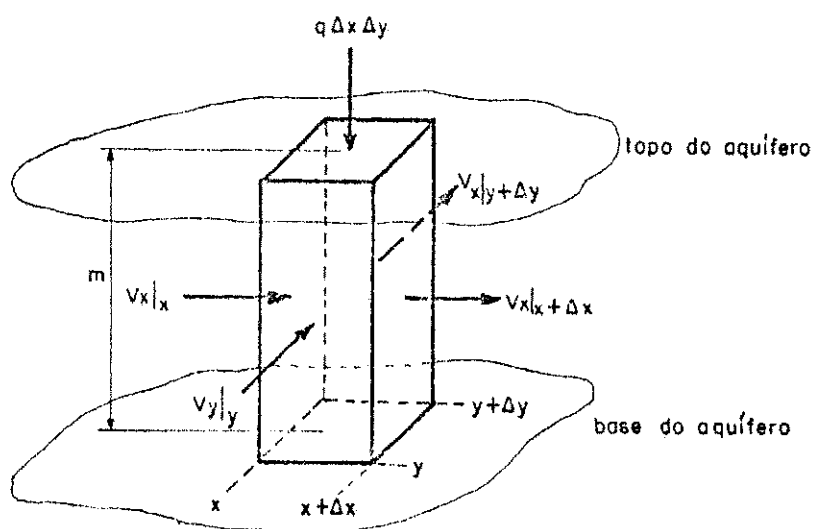


Fig. 20- Balanço da massa

e nas componentes x e y:

$$\frac{\partial}{\partial x} |k \cdot h \frac{\partial h}{\partial x}| + \frac{\partial}{\partial y} |k \cdot h \frac{\partial h}{\partial y}| + q = S \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.6b)$$

A equação explícita (2.6b) mostra claramente, que a equação de fluxo é não-linear. Suponhamos um aquífero confinado e isotrópico, é possível linearizar a equação 2.6b sob a suposição que $k \cdot m = T$ é constante, sendo T a transmissibilidade [m^2/s].

$$\frac{\partial}{\partial x} (T \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T \frac{\partial h}{\partial y}) + q = S \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.7a)$$

ou

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = (S/T) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - q/T \quad (2.7b)$$

Considerando o caso de um aquífero anisotrópico onde os eixos principais do tensor de transmissibilidade/permeabilidade coincidem com as direções x e y do sistema através de uma transformação ortogonal

$$|T| = \begin{vmatrix} T_x & 0 \\ 0 & T_y \end{vmatrix} \quad \text{ou} \quad |k| = \begin{vmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_y \end{vmatrix}$$

obtemos uma equação diferencial linearizada para o aquífero anisotrópico e não-homogêneo:

$$T_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + T_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + q = S \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.8)$$

Estas equações são também válidas para o aquífero livre no caso da variação do nível na coluna unitária for pequena em relação da espessura durante o intervalo de tempo $[t+dt, t]$. Enquanto no aquífero confinado, a transmissibilidade é uma função do local $T(x,y)$, ela torna-se uma função da espessura saturada no aquífero livre.

$$m = h - b \quad (2.9)$$

onde b é a elevação da base impermeável do aquífero.

No aquífero confinado o coeficiente de armazenamento S reflete o armazenamento por compressibilidade, enquanto que no aquífero livre este coeficiente exprime a porosidade efetiva n_e do aquífero. Substituindo (2.9) em (2.6), a equação de fluxo apresenta-se na forma:

$$\text{grad} \{(h-b) \cdot k \cdot \text{grad} h\} + q = n_e \cdot \partial h / \partial t \quad (2.10)$$

Todas as equações acima citadas representam a situação de fluxo transiente ou não-estacionário. No caso especial de não haver uma variação temporal ($dt = 0$), as equações de fluxos são usadas para situação estacionária ($dh/dt = 0$ e $S = 0$).

A equação do fluxo estacionário é na realidade a equação de Laplace, enquanto que a equação de fluxo não-estacionário é a equação de difusão ou de transporte. As duas são do tipo parabólico e são bem conhecidas na física teórica e possuem soluções

algebricas apenas para casos bem simples. Geralmente elas serão resolvidas pela análise numérica por meio dos métodos de Diferenças Finitas ou Elementos Finitos. Para achar a solução $h(x,y)$ delas, necessitam-se de condições iniciais no domínio modelado Ω e condições de contorno na fronteira do domínio Γ .

Para as condições iniciais são usadas valores do nível piezométrico/freático no domínio modelado no dado tempo inicial t^0 . Existem três tipos possíveis de condições de contorno, as quais podem ser aplicadas por toda ou parte da fronteira do domínio modelado.

1. A 1ª condição de contorno (tipo de Dirichlet) prescreve o valor do nível piezométrico/frático. No domínio modelado deve ser definido este tipo de condição pelo menos em um ponto do domínio para garantir a unicidade de solução.
2. A 2ª condição de contorno (tipo de Neumann) especifica o fluxo de contorno, isto é o gradiente do nível piezométrico/freático normal à fronteira. Um caso especial deste tipo de contorno é a fronteira impermeável, onde o fluxo é zero.
3. A 3ª condição de contorno (tipo de Cauchy) especifica uma combinação linear do nível piezométrico/freático e do fluxo na fronteira. Ela é usada na fronteira semi-permeável.

5.2.2 Equação de Darcy em termos de Diferenças Finitas

5.2.2.1 Preliminares

A equação diferencial parcial não-linear do fluxo bidimensional de água subterrânea sob condições anisotrópica e não-homogênea (2.5) pode ser linearizada para a solução numérica, se as variações espaciais e temporais do nível piezométrico/freático são pequenas em relação à espessura saturada inicial do fluxo (KINZELBACH, 1986).

Para solucionar equações diferenciais, são empregados hoje em dia, três métodos numéricos diferentes:

- 1 - Métodos de Diferenças Finitas (FDM)
- 2 - Métodos de Elementos Finitos (FEM)
- 3 - Métodos de Elementos de Contorno (BEM)

os quais todos eles têm suas próprias vantagens e desvantagens. O método mais tradicional e mais fácil, adotado na técnica numérica, é o método de Diferenças Finitas, no qual as diferenças são expressas pelas diferenças finitas, utilizando o primeiro termo da série de Taylor como primeira aproximação. A solução da equação do fluxo, discretizada, será encontrada pela solução de um sistema de equações lineares, estabelecidas, por um algo-

ritmo iterativo de Jacob ou Gauss-Seidel . As grandes vantagens desse método é a aplicação nos micro-computadores de menor capacidade de memória. A desvantagem em relação ao método de Elementos Finitos é a pouca flexibilidade de adaptar-se às áreas de forma arbitrária e aos problemas de anisotropia e heterogeneidade. No caso de uma discretização, o FEM é muito superior em comparação ao FDM , conforme figura 21a e 21b.

Como já foram realizados vários cursos de modelagem numérica na Hidrologia Aplicada durante os últimos anos na área de Recursos Hídricos do CCT/UFPB (MEIER, 1987), o departamento está de posse de um programa sofisticada em linguagem FORTRAN, com facilidade de plotagem , implantado nos computadores do Departamento de Engenharia de Recursos Hídricos. Por esta razão, restringimo-nos apenas a apresentar o método FDM, usado neste trabalho de tese.

5.2.2.2 Descretização da equação do fluxo

Formular uma equação relativamente simples de diferenças finitas para se realizar a análise numérica do fluxo de água subterrânea , definimos em primeiro lugar a balanço hídrico bidimensional do volume unitário durante o intervalo de tempo dt ,

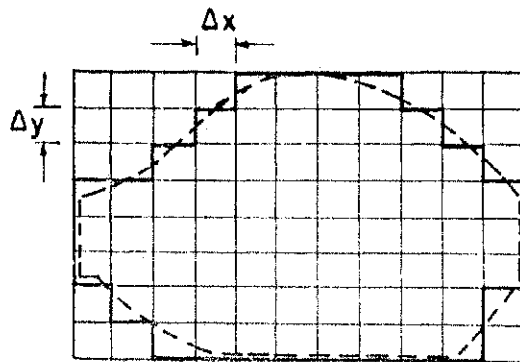


Fig. 21a- Discretização no método das diferenças finitas

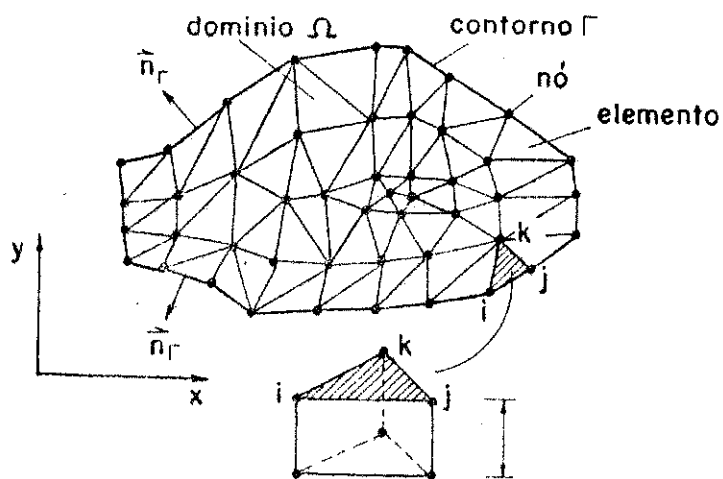


Fig. 21b- Discretização no método dos elementos finitos

onde as taxas de fluxo de entrada/saída variam pouco durante o intervalo de tempo. Havendo 4 fluxos de entrada/saída das 4 células vizinhas, da célula de referência, e uma possível recarga/descarga da superfície, conforme a figura 22. De acordo com o princípio de continuidade, o fluxo de entrada menos o fluxo de saída durante o intervalo de tempo, deve ser balanceado na quantidade de água armazenada durante este intervalo de tempo.

$$\Delta t \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q) = \{h_0(t+\Delta t) - h_0(t)\} \cdot S_0 \Delta x \Delta y \quad (2.11)$$

onde dh^0/dt é a variação do nível piezométrico/freático durante o intervalo.

Usando a Lei de Darcy (2.2), obtemos:

$$\begin{aligned} Q_1 &= \Delta x \cdot T_{10} \{h_1(t') - h_0(t')\} / \Delta y \\ Q_2 &= \Delta y \cdot T_{20} \{h_2(t') - h_0(t')\} / \Delta x \\ Q_3 &= \Delta x \cdot T_{30} \{h_3(t') - h_0(t')\} / \Delta y \\ Q_4 &= \Delta y \cdot T_{40} \{h_4(t') - h_0(t')\} / \Delta x \end{aligned} \quad (2.12)$$

Os sinais nos fluxos são definidos da seguinte forma: os fluxos positivos entram e os fluxos negativos saem da celular unitária. T_{10} , T_{20} , T_{30} e T_{40} são valores médios das transmissibilidades entre os nós da células vizinhas $0 \rightarrow 1$, $0 \rightarrow 2$, $0 \rightarrow 3$ e $0 \rightarrow 4$ respectivamente. Para obter o valor médio da transmissibilidade

entre os nós, calculamos a média aritmética na forma:

$$T_{10} = (T_1 + T_2)/2 \quad (2.13)$$

onde T_i são as transmissibilidades locais em redor de nó i . A média harmónica se mostra superior à média aritmética, porque permite a incorporação dos contornos impermeáveis de uma maneira simples e é, assim, utilizada na análise numérica deste trabalho.

$$T_{10} = 2T_1T_0/(T_1 + T_2) \quad (2.14)$$

Colocando (2.12) em (2.11) e dividindo por $dx dy dt$, obtemos a equação de nó:

$$\begin{aligned} T_{10} \cdot \{h_1(t') - h_0(t')\} / \Delta y^2 + T_{20} \cdot \{h_2(t') - h_0(t')\} / \Delta x^2 + q^0 + \\ T_{30} \cdot \{h_3(t') - h_0(t')\} / \Delta y^2 + T_{40} \cdot \{h_4(t') - h_0(t')\} / \Delta x^2 = (S_0 / \Delta t) \cdot \{h_0(t + \Delta t) - h_0(t)\} \end{aligned} \quad (2.15)$$

com $q^0 = Q / (dx dy)$.

O fluxo externo q^0 é independente do nível freático e representa as taxas de recarga/descarga através do bombeamento, evaporação, precipitação e infiltração pelos poços.

Conforme das figura 23a e 23b, a transfêrencia entre a nomenclatura local e global dos nós vizinhos para os níveis

piezométricos/freáticos e feita da seguinte maneira:

$$\begin{aligned}
 h_0 &\rightarrow h_{i,j} & (2.16) \\
 h_1 &\rightarrow h_{i,j-1} \\
 h_2 &\rightarrow h_{i+1,j} \\
 h_3 &\rightarrow h_{i,j+1} \\
 h_4 &\rightarrow h_{i-1,j}
 \end{aligned}$$

e as transmissibilidades na direção x e y:

$$\begin{aligned}
 T_{10} &\rightarrow T_{J_{i,j-1}} & (2.17) \\
 T_{20} &\rightarrow T_{I_{i,j}} \\
 T_{30} &\rightarrow T_{J_{i,j}} \\
 T_{40} &\rightarrow T_{I_{i-1,j}}
 \end{aligned}$$

e finalmente:

$$\begin{aligned}
 S_0 &\rightarrow S_{i,j} & (2.18) \\
 q_0 &\rightarrow q_{i,j}
 \end{aligned}$$

Depois da substituição no cada nó (i,j), recebemos N equações para N valores não-conhecidos do nível freático $h_{ij}(t+\Delta t)$:

$$\begin{aligned}
 &T_{J_{i,j-1}} \cdot \{h_{i,j-1}(t') - h_{i,j}(t')\} / \Delta y^2 + T_{I_{i,j}} \cdot \{h_{i+1,j}(t') - h_{i,j}(t')\} / \Delta x^2 + q_{i,j} + \\
 &T_{J_{i,j}} \cdot \{h_{i,j+1}(t') - h_{i,j}(t')\} / \Delta y^2 + T_{I_{i-1,j}} \cdot \{h_{i-1,j}(t') - h_{i,j}(t')\} / \Delta x^2 = \\
 &(S_{i,j} / \Delta t) \cdot \{h_{i,j}(t+\Delta t) - h_{i,j}(t)\} & (2.19)
 \end{aligned}$$

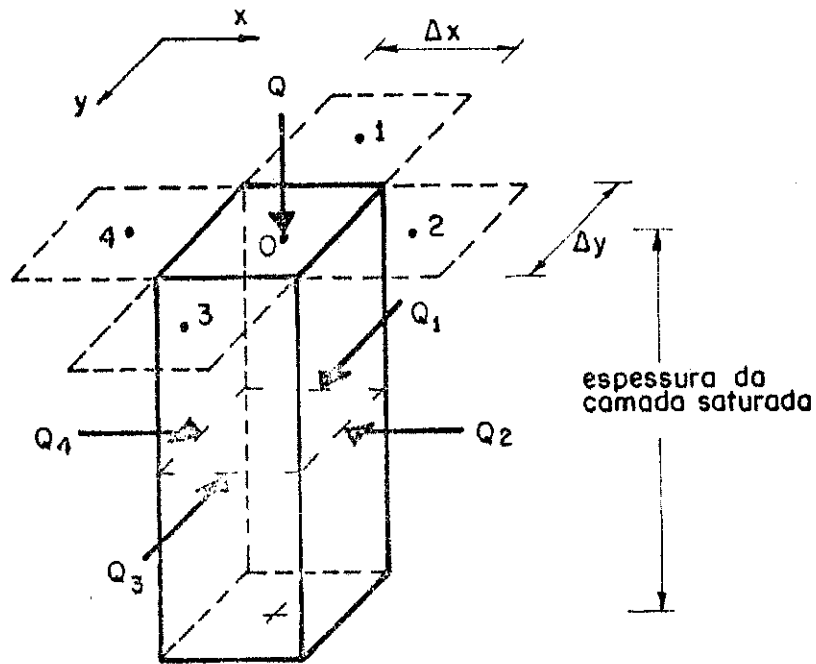


Fig. 22- Balanço de água na célula nodal

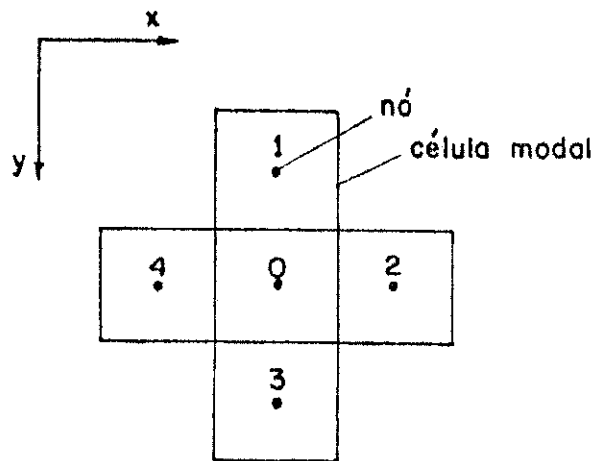


Fig. 23a- Nomenclatura local dos nós

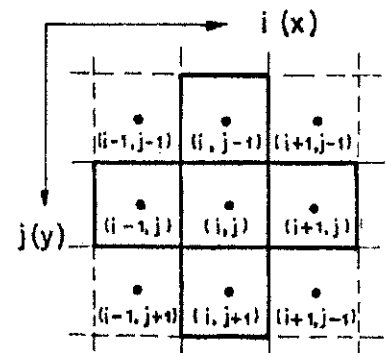


Fig. 23b- Nomenclatura global dos nós

Neste estudo o comprimento do aquífero é muito grande em relação à sua largura ($200/5000 = 0.04$) que podemos tratar o problema de simulação uni-dimensional, e a equação (2.19) reduz-se numa forma de diferenças finitas de fluxo uni-dimensional:

$$\begin{aligned} TI_i \cdot \{h_{i+1}(t') - h_i(t')\} / \Delta x^2 + TI_{i-1} \cdot \{h_{i-1}(t') - h_i(t')\} / \Delta x^2 + q_i \\ = (S_i / \Delta t) \cdot \{h_i(t + \Delta t) - h_i(t)\} \end{aligned} \quad (2.20)$$

Entre os procedimentos disponíveis para resolver a equação (2.19) são os mais conhecidos, o método explícito e o método implícito. O último se divide em métodos diretos e iterativos. Dentro dos iterativos, podemos destacar como os mais usuais: método de Jacobi, Gauss-Seidel, Successiv Overrelaxation (SOR), Alternating Direction Implicit (ADI), Iterative Alternating Direction Implicit (IADI).

O esquema iterativo mais básico, é o método de Jacobi, resolvendo as equação (2.20) para $h_i(t + dt)$ do fluxo uni-dimensional:

$$h_i(t + \Delta t) = f\{h_{i-1}(t + \Delta t), h_{i+1}(t + \Delta t)\} \quad (2.21a)$$

$$\begin{aligned} h_i(t + \Delta t) = \{q_i + h_{i-1}(t + \Delta t) \cdot TI_{i-1} / \Delta x^2 + \\ h_{i+1}(t + \Delta t) \cdot TI_i / \Delta x^2 + S_i h_i(t) / \Delta t\} / \{TI_{i-1} / \Delta x^2 + TI_i / \Delta x^2 + S_i / \Delta t\} \end{aligned} \quad (2.21b)$$

Fois não conhecemos os níveis piezométricos iniciais nos nós vizinhos do nó referencial, entramos com estimativas no lado direito da equação (2.21), as quais serão corrigidas em cada ciclo de iteração da seguinte forma:

$$h_i^{new}(t+\Delta t) = f\{h_{i-1}^{new}(t+\Delta t), h_{i+1}^{old}(t+\Delta t)\} \quad (2.22)$$

O procedimento pode ser acelerado neste sentido, porque o valor h_{i-1} é já conhecido ao calcular h_i (new) e será colocado na equação (2.22).

$$h_i^{new} = h_i^{old} + \Delta h_i \quad (2.23)$$

Este esquema é chamada o método de Gauss-Seidel e introduzindo ainda um fator de redução acelerada R (Overrelaxation) de valor sempre entre $1 < R < 2$, a convergência será atingida ainda mais rápida.

$$h_i^{new} = h_i^{old} + R \cdot \Delta h_i \quad (2.24)$$

onde Δh_i são as correções dos níveis depois cada ciclo de iteração.

O processo de iteração é terminado, se qualquer $h_i(t+\Delta t)$ não ha mais uma variação no seu valor absoluto, do que um dado valor de tolerância.

5.2.3 Modelo de simulação numérica unidimensional

5.2.3.1 Condições de contorno do modelo adotado

O fluxo tridimensional da água subterrânea no sistema aquífero aluvial com propriedades físicas anisotrópicas e constituição material não-homogênea será regido universalmente pela equação diferencial parcial não-linear com soluções muito complexas e algébricas para situações bem simples. Em geral, tenta-se justificar simplificações para linearizar a equação e reduzir o grau das dimensões com a aplicação justificativa da suposição de Dupuit, ou seja, assumindo um fluxo exclusivamente horizontal. Foi adotada mais uma simplificação neste trabalho, devendo-se ao fato da geometria especial do aquífero em estudo que apresenta uma grande extensão em relação à largura e à profundidade, portanto, negligenciando a componente transversal e vertical do fluxo. O problema numérico torna-se uma simulação unidimensional não-estacionária e sob condições isotrópica e heterogênea.

Demais simplificações no modelo desse trabalho resultam da falta dos dados de campo não-adquiridos, tais como informações necessárias sobre infiltração da água superficial, o fluxo e quantidade nunca foram monitorados durante a época da chuva, resolveu-se restringir a simulação do aquífero-piloto para o

período de estiagem, assumindo que não haja precipitação nem escoamento superficial. Além disso, foi assumido que a taxa de evaporação seja desprezível, e como a vegetação é escassa, o mesmo acontece com a evatranspiração.

As condições de contorno do aquífero em estudo, resultam da delimitação lateral pelo cristalino impermeável, não existe, portanto, fluxos laterais, exceto dos afluentes dos poucos riachos secundários, como também, alguma contribuição dos terraços que ficam as margens direita, com relação à direção jusante. Estes fluxos laterais, contribuem mais superficialmente e como a simulação foi feita para o período não chuvoso, foram desprezados. Como não foi possível, determinar o valor da transmissibilidade nos terraços suspensos, por motivos já mencionado, foi utilizado o valor calculado pelos dados do teste de bombeamento, realizado no leito do riacho, que é uma aproximação, pois o material que constitui os terraços é diferente do material do leito do riacho.

O limite jusante do aquífero é constituído pelo vertedouro da barragem B1, que está assentada diretamente no cristalino, impedindo um fluxo subterrâneo, mas possibilitando medir o fluxo

superficial da represa a jusante.

5.2.3.2 O Programa computacional adotado

O programa computacional para a modelagem dos fluxos tri-dimensional foi desenvolvido pelo Dr. Peter Boochs do Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlicher Wasserbau, Universidade de Hannover, Alemanha e, através do convênio internacional entre as universidades de Hannover e da Paraíba, foi cedido ao Departamento de Recursos Hídricos.

A versão unidimensional foi adaptada facilmente sob a autoria de Dr. Peter Boochs na sua visita no departamento em 1989 e foi utilizados em vários trabalhos publicados (SCHUSTER et al, 1990, REGO et al, 1990, SANTOS, 1992).

Escrito em linguagem FORTRAN 77 para computadores de grande porte e, posteriormente, modificado para PC-IBM compatível, o programa faz uso dos métodos de diferenças finitas (FDM), utilizando o método de Gauss-Seidel com técnica de Successiv Overrelaxation (SOR) resolvendo num processo iterativo a equação de fluxo. O programa é composto basicamente por seis sub-rotinas com rótulos: DATAINI, DATEIN, DATAUS, HRECH, FLOW e XYPLLOT.

A sub-rotina DATAINI transforma os arquivos de dados ini-

ciais que originalmente estão em modo ASCII para o modo binário facilitando os cálculos numéricos.

As sub-rotinas DATEIN e DATAUS possuem objetivos semelhantes ao do programa DATAINI. Apenas que DATEIN transforma do modo ASCII dos arquivos de entrada para o modo binário, e DATAUS passa os resultados do modo binário para o modo ASCII.

O programa principal HRECH calcula as alturas piezométricas em cada nó, a sub-rotina FLOW calcula as vazões em cada nó.

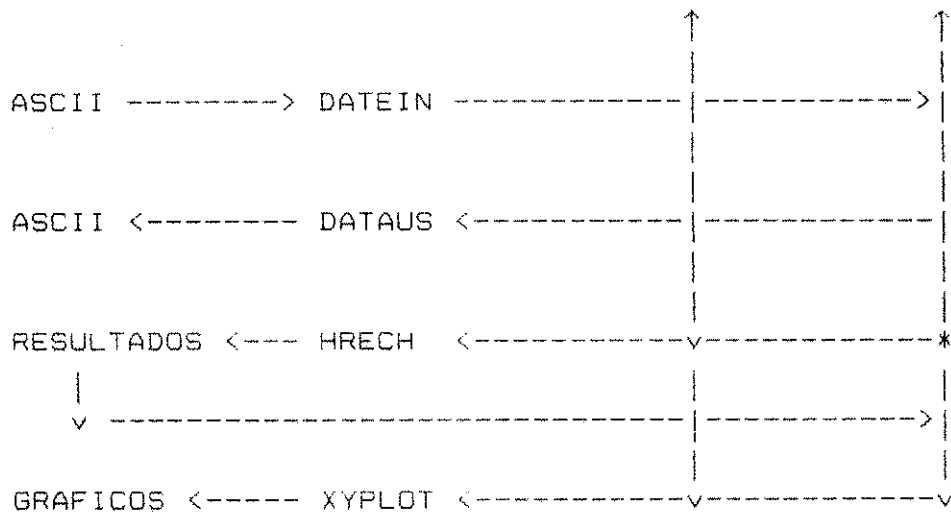
A sub-rotina XYPLOT recebe os dados e as alturas calculadas do programa HRECH e confecciona os gráficos que podem ser vistos no vídeo e/ou ser plotado no XY-plotter.

Esquema dos Programas

 : Dados geométricos e hidrogeológicos :

|
 |
 v

DATAINI	-----	DATEI1	DATEI2
		*****.INT	*****.BIN



6. SIMULAÇÃO COM O MODELO ADOTADO

6.1 Discretização do modelo e dados de entrada

Como já foi mencionado no item anterior, a discretização foi feita unidimensional ao longo do aquífero, na direção x . Com intervalo espacial dx de 200 m, ou seja, o aquífero foi dividido em 24 nós. Embora existam apenas 05 variáveis observadas independentes (05 poços), 05 profundidades medidas e dois parâmetros hidrodinâmicos (T e S) semi-quantitativos, ou seja, na realidade poucos valores de entrada para simular o aquífero, esta discretização relativamente fina foi necessária para adaptar melhor a geometria e o comportamento das três barragens submersas (Fig. 24a,b, Tab. III).

A adaptação unidimensional do programa teve a grande desvantagem, de não ter a possibilidade de variar o intervalo espacial dx ao longo do aquífero, ou seja, possibilitar a fazer a malha de intervalo mais curta nas áreas de interesse, por exemplo, na parte montante de cada barragem e deixar a mais longa, na parte do aquífero onde existem poucas informações.

O programa necessita como entrada, de vários arquivos de dados, tais como a cota de superfície (arquivo GS), a cota da

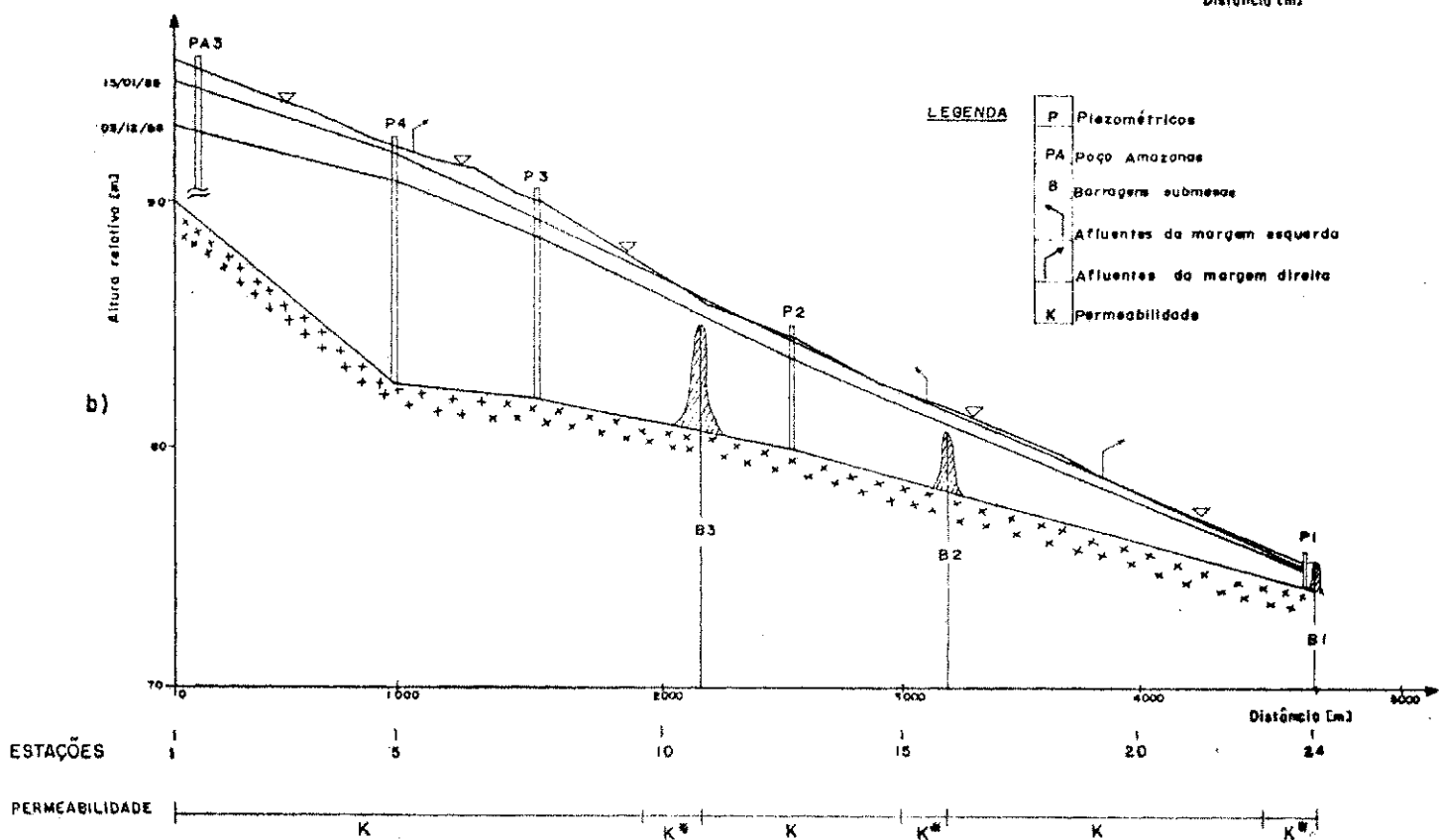
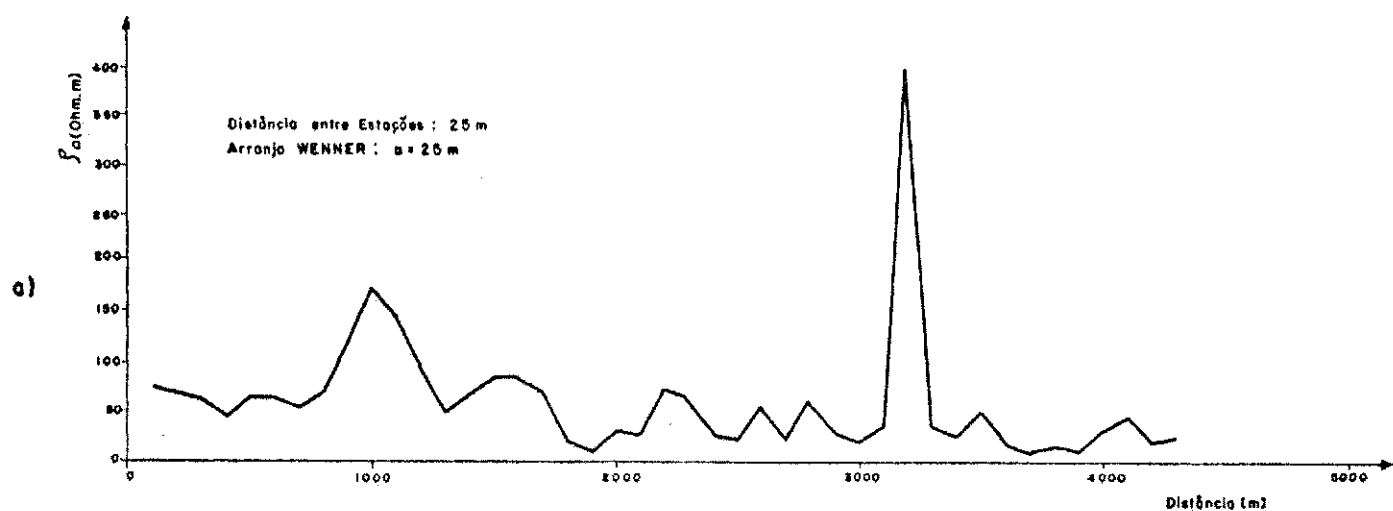


Fig. 24a- Perfil geoeletrico longitudinal do aquifero em estudo
 Fig. 24b- Perfil do modelo unidimensional de simulacao

N ^o	Distancia X	IR	GS	AB	AW	H	T	S	Observação
1	0	4	96,4	89,6	200	95,6	K	S	Q _{in}
2	200	1	95,6	88,0	150	95,2	K	S	PA ₃
3		1	95,0	86,6	150	94,0	K	S	
4		1	94,2	85,2	200	93,2	K	S	
5	800	1	93,5	83,4	300	92,4	K	S	Q _{side}
6	1000	1	92,8	82,9	400	92,0	K	S	P ₄
7		1	92,0	82,6	300	91,2	K	S	
8		1	91,2	82,3	300	90,6	K	S	
9		1	90,5	82,0	300	90,0	K	S	
10	1800	1	89,8	81,6	300	89,3	K	S	P ₃
11	2000	1	88,6	81,3	300	88,4	K	S	
12		1	87,4	80,9	200	87,2	K*	S*	
13	2400	1	86,3	(80,5) 85,5	250	86,0	K*	S*	B ₃
14	2600	1	85,0	80,0	300	84,4	K	S	P ₂
15		1	84,0	79,9	300	83,7	K	S	
16	3000	1	83,0	79,0	200	82,7	K*	S*	
17	3200	1	82,0	(78,4) 80,0	200	81,7	K*	S*	B ₂
18		1	81,0	77,8	100	80,8	K	S	
19		1	80,0	77,2	100	79,4	K	S	
20		1	79,0	76,6	200	78,8	K	S	
21	4000	1	78,0	76,6	200	77,8	K	S	
22		1	77,0	74,8	100	76,9	K	S	
23	4400	1	76,0	74,8	100	75,0	K*	S*	P ₁
24	4600	1	75,2	74,2	100	75,0	K*	S*	B ₁
25		4	(75,0) 73,0	(73,8) 73,0	300	(74,8)	K	S	Q _{out}
26	4800	0	72,8	72,8	300	72,8	K	S	

Tab. IV - Dados para estabelecimento do modelo de simulação

base (arquivo AB), a cota de largura (arquivo AW) em cada nó, bem como os valores dos níveis freáticos observados (arquivo HA) para cada data de observação. Naturalmente, devem ser usados valores linearmente aproximados, para aqueles nós para os quais não existem valores determinados e/ou observados. O mesmo vale também para a transmissibilidade (arquivo T) e o coeficiente de armazenamento (arquivo S) em cada nó. No caso de isotropia e homogeneidade do aquífero, cada nó recebe o mesmo valor de transmissibilidade e de armazenamento.

Finalmente, as condições de contorno para os nós nas fronteiras, são definidas no arquivo IR pelo seguinte código:

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| 0 - nó fora do domínio; | 1 - nó dentro do domínio; |
| 2 - nó com fluxo nulo; | 4 - nó com nível constante; |

6.2 Calibração inicial do modelo

Vale salientar mais uma vez que um modelo matemático é uma abstração da realidade física e seus processos. O valor de um bom modelo não é apenas uma boa concordância entre os dados observados e calculados por emprego do respectivo modelo, mais deve refletir, além disso, as tendências de desenvolvimento do sistema físico em dependência do tempo e dos parâmetros físicos.

O que interessa na modelagem do aquífero é: a evolução dos níveis freáticos, a velocidade do fluxo e a capacidade de armazenamento em certos pontos representativos do aquífero. O aquífero foi estudado para o caso estacionário e não estacionário. Neste último foram simuladas duas situações de níveis freáticos em intervalos de tempos diferentes.

A área de estudo é limitada a jusante pela presença da barragem B1 (nó 24). Para simular a taxa de depleção medida neste local foi considerado um nó adicional fora do domínio (nó 25) sujeita a condição de nível constante (tipo 4). O nó 24 foi considerado como um nó do domínio de tipo 1. A fronteira montante da área (nó 01) foi sujeita a condição do tipo 4.

Foram considerados os seguintes parâmetros hidrodinâmicos como parâmetros iniciais, de acordo com o coeficiente de permeabilidade determinado fora do teste de bombeamento ($K = 8,7E-03$ m/s) e o coeficiente de armazenamento estimado de $S = 0,20$ para um aquífero livre.

Trata-se, todavia, de um aquífero aluvial com mudanças longitudinais bruscas de K e S nas áreas alagadas, de extensão d devido às represas à montante das barragens submersas B1, B2 e

B3. Para estes trechos foram usados os seguintes parâmetros hipotéticos no modelo:

$$K^* = K/1000 \quad e \quad S^* = S/5$$

Uma calibração do modelo, simples de simulação, foi obtida pelo ajuste dos cinco parâmetros (K , K^* , S , S^* , d) para as condições definidas nas observações do dia 15/08/1988, comparando os respectivos níveis freáticos, observados e calculados, e o valor de depleção. A melhor aproximação foi conseguida com o ajuste dos seguintes parâmetros (Fig. 25a, 25b):

$$K = 1E-03 \quad K^* = 1.E-06 \quad S = 0,10 \quad S^* = 0,5 \quad d = 200 \text{ m}$$

6.3 Simulação não-estacionária

As condições de contorno foram de tipo 4 na barragem B1, ou seja, nível constante na saída e do tipo 2, fluxo nulo, na entrada do domínio. Os níveis freáticos iniciais foram os no tempo inicial t^0 .

O período total de simulação, foi de 4 meses com intervalo de 2 mês. Os dados de depleção, medidos na barragem B1, foi o fator determinante para a escolha do referido período (Fig. 26a, Fig. 26b).

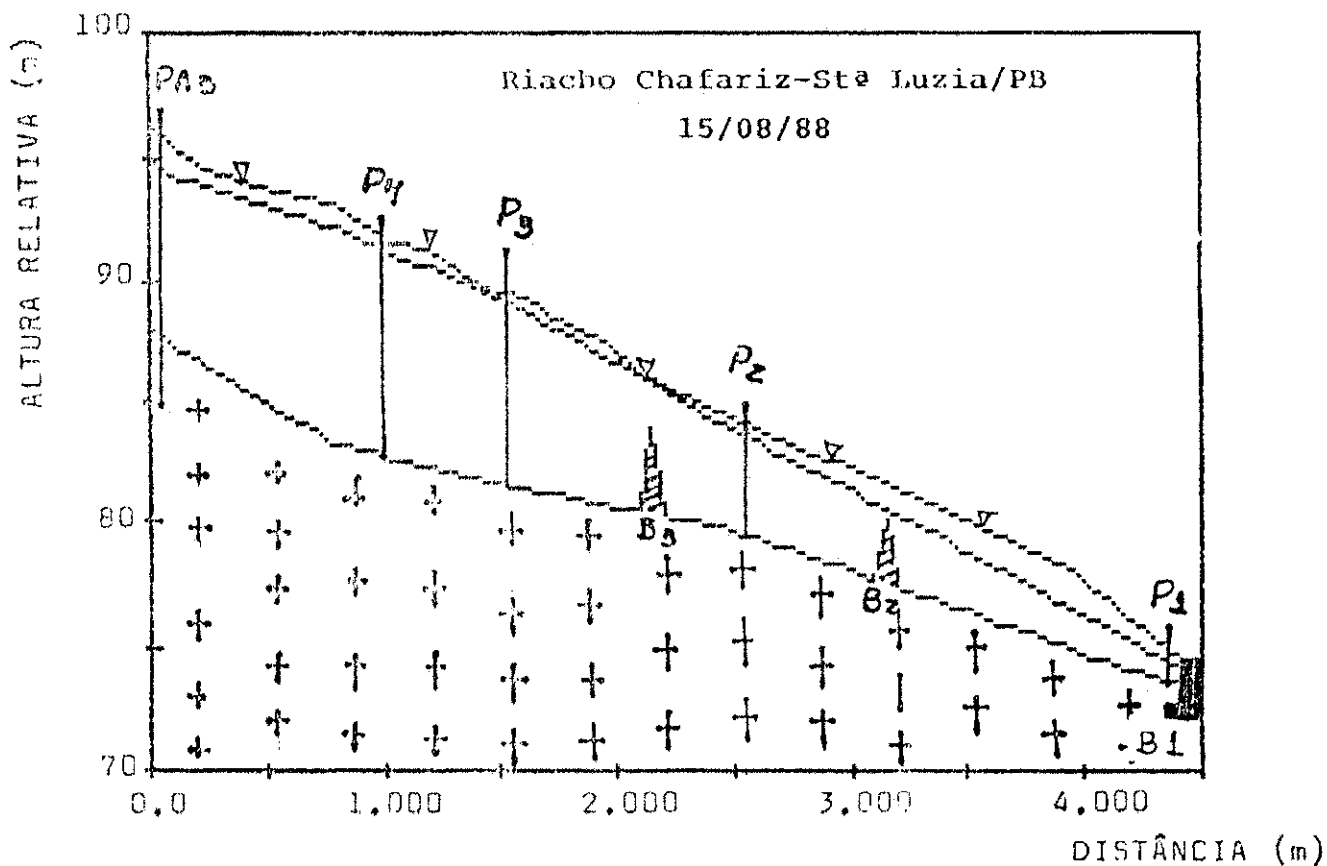


Fig. 25a - Modelo do Riacho Chafariz

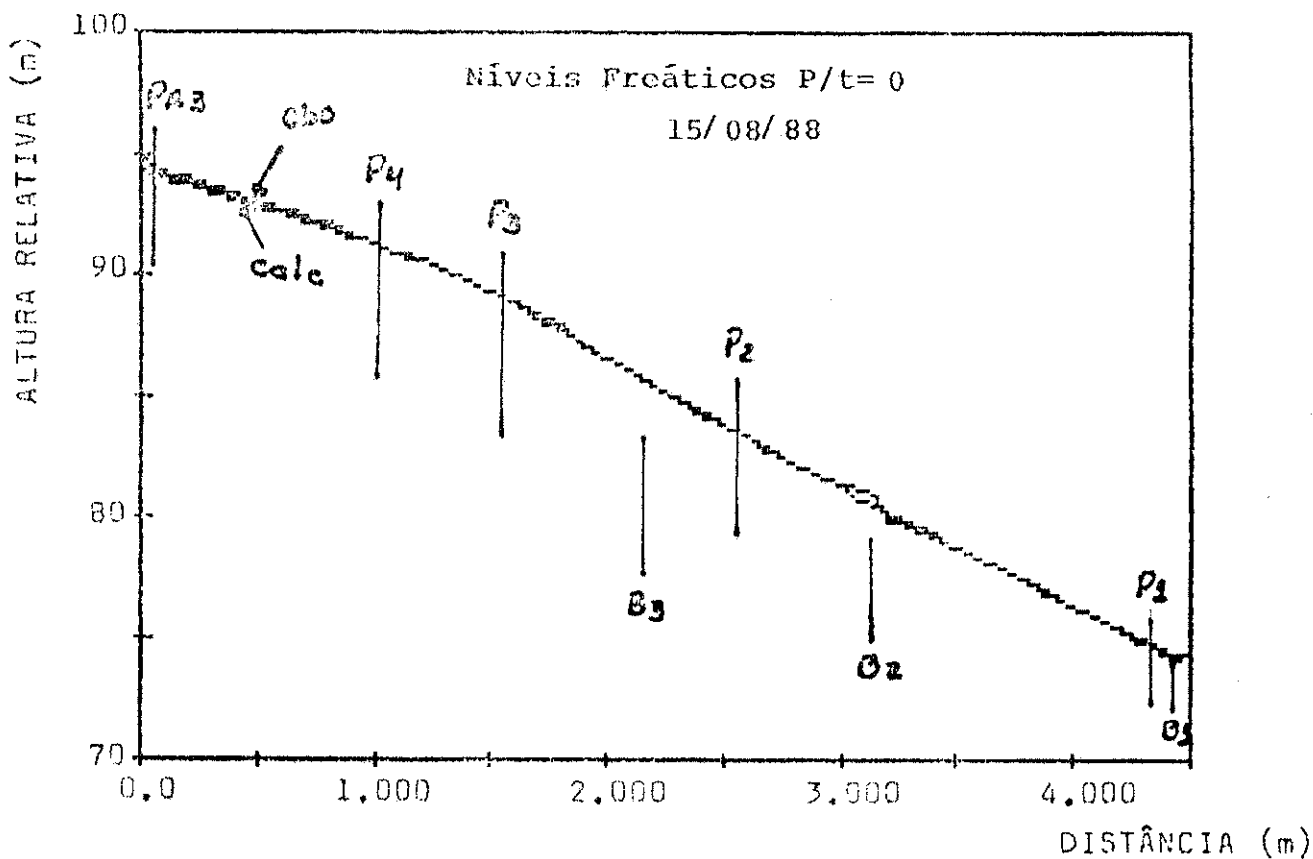


Fig. 25b - Resultado da calibração (t = 0)

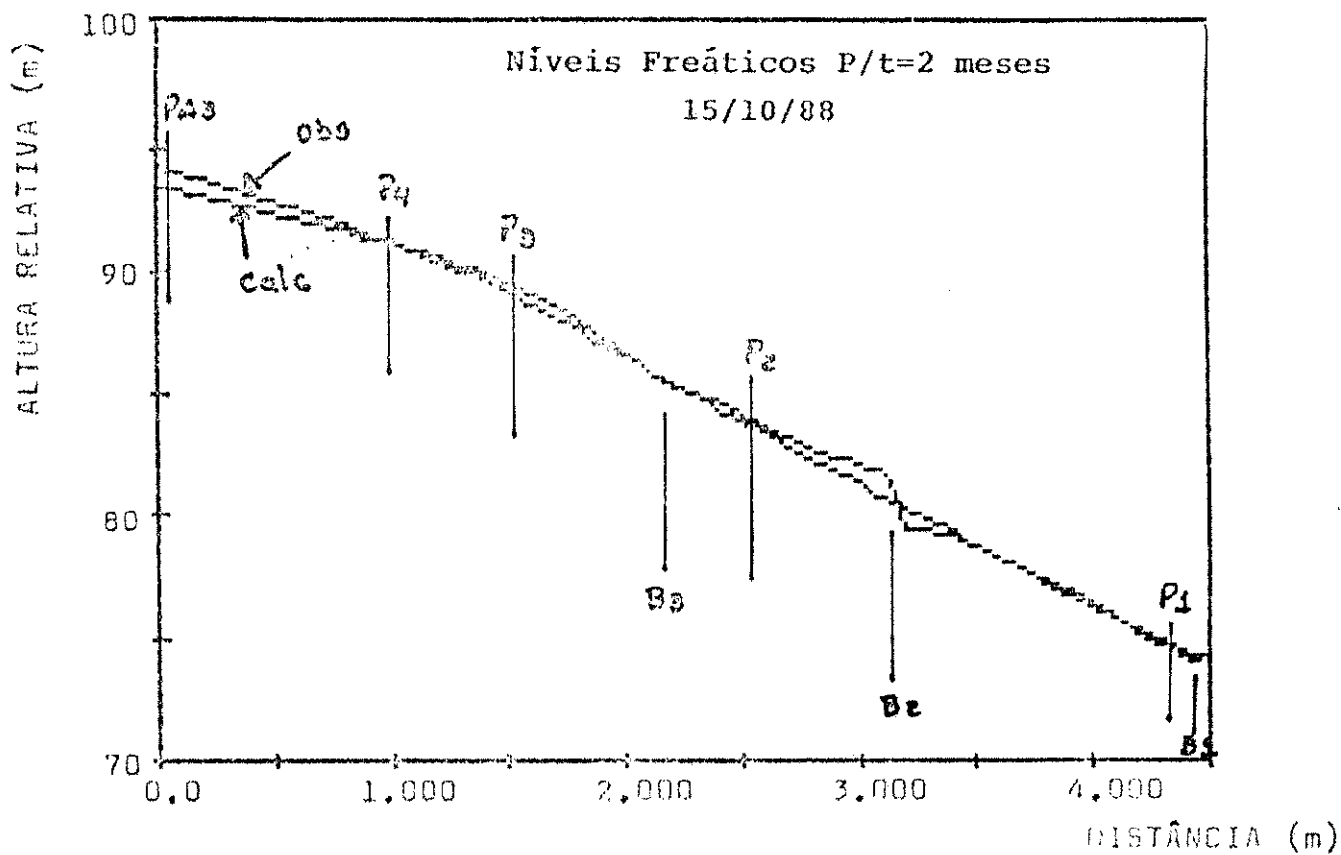


Fig. 26a - Resultado dos níveis freáticos (t = 2 meses)

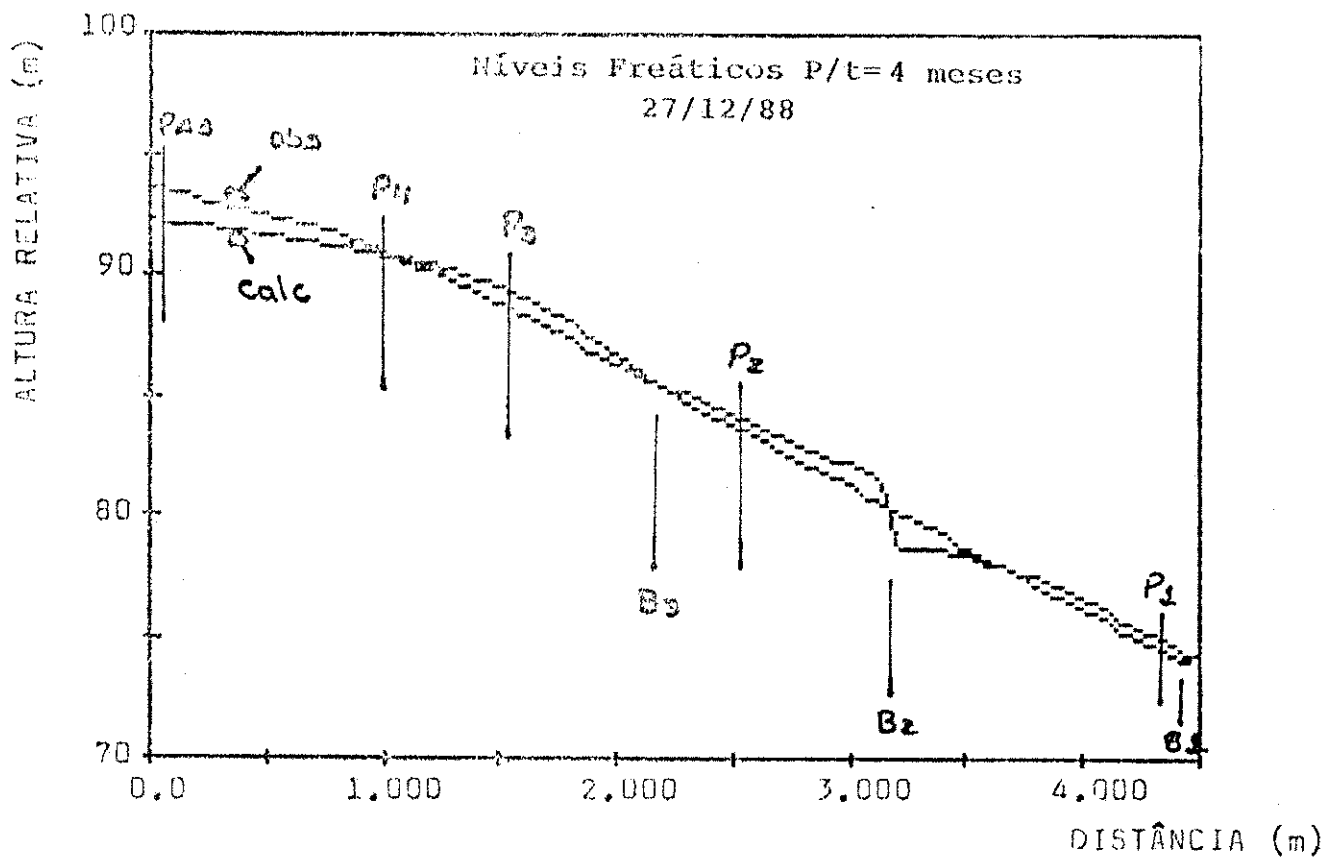


Fig. 26b - Resultado dos níveis freáticos (t = 4 meses)

6.4 Discussão dos resultados da simulação

Na simulação matemática, realizada no aquífero livre, perto da cidade de Santa Luzia, conseguiu uma calibração com 5 parâmetros ajustados relativamente bem, conforme a figura 25b, mas as expectativas iniciais não se realizaram no decorrer da simulação não estacionária. Logo depois dos primeiros dois meses, houve um rebaixamento significativo do nível freático, no trecho jusante, e depois no 4 mes a figura 25b está mostrando um rebaixamento excessivo. A medida que o nível baixa, no início da área de estudo, teve um aumento no nível à jusante da barragem B3, e caiu extremamente a montante. Este perfil oscilante e abrupto do nível freático, próximo da barragem, não se deixou amortecer com a variação dos cinco parâmetros, no decorrer da simulação. Tudo indica que o modelo adotado, mostra ainda deficiências na formulação do problema, ou faltam ainda fatores hidrológicos que foram desprezados para se estabelecer o modelo, mas que poderiam desempenhar um papel importante na simulação. O que ficou comprovado, com a fraca concordância entre os valores de vazão calculados pelo modelo e as taxas medidas na saída da barragem, B1.

O problema poderá ser localizado com grande probabilidade

de, na formulação inexata da situação hidrológica jusante e montante da barragem. Tanto os dados de campo deverão ser mais completos, para esclarecer melhor o comportamento hidráulico, como o modelo matemático necessita de condições adicionais, para uma descrição mais realista desta região. Estes são fatores de consideração no planejamento e execução para investigações no futuro.

Finalmente, vale mencionar que a redução do armazenamento total da área em estudo incluindo três barragens durante o período de observação de Maio a Dezembro de 1988 foi cerca de 20 %. O modelo deficiente calculou uma redução maior do que 35%.

7. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Este estudo mostra claramente que é possível pesquisar, satisfatoriamente o comportamento hidrodinâmico dos aquíferos aluviais rasos no semi-árido do Nordeste Brasileiro, sob condições simples, tanto no custo das técnicas aplicadas na colheita dos dados de campo, como também na aplicação dos modelos numéricos relativamente simples.

A execução técnica e científica de tais estudos será facilitada pelo fato que no semi-árido do Nordeste, passa longos períodos secos, interrompidos apenas por dois à três meses de chuva, no máximo. Isto permite a omissão da medição complicada das águas superficiais depois da época de chuva. Poucos poços de observação estrategicamente bem distribuídos, são suficientes para monitorar os eventos hidrológicos na área de estudo. Além disso, o efeito da evapotranspiração pode ser desprezado, por causa do pouco cultivo em geral. A geologia regional mostra que os aquíferos aluviais são sempre encaixados no embasamento cristalino, o que garante a ocorrência das fronteiras laterais impermeáveis, as quais são fáceis de se localizar visualmente, na maioria dos casos. Fora disso, encontra-se profundidades nunca ultrapassando valores acima de 10 m.

O que se ganha em tempo e custos na realização de um estudo, devido às situações hidrogeologicamente simples, pode ser reinvestido, para melhor determinação dos parâmetros hidrodinâmicos. A determinação deles em vários lugares representativos, e uma confirmação com métodos alternativos complementares, como o auxílio da granulometria e a medição com um permeâmetro deve ser afetuada futuramente.

Seria também de maior interesse, estudar com mais detalhes o comportamento hidrodinâmico à jusante e montante de uma barragem submersa, instalando mais piezômetros, com menores distância entre si.

Neste sentido, seria interessante observar o processo de salinidade nos trechos alagados por causa das barragens. Não se tem informações suficientes, até hoje, sobre os efeitos afluentes dos trechos e/ou terraços laterais composto de material mais argiloso-siltoso, que o aluvião principal. Provavelmente não devem ser desprezadas as suas contribuições no balanço hídrico, considerando-os como áreas de influência, com uma transmissibilidade bastante diferente. Se isto for a verdade, um fluxo transversal não pode ser mais desprezado, e o modelo matemático uni-dimensional, não pode ser utilizado sem muitas restrições.

Talvez o emprego de um modelo bi-dimensional compense o aumento dos gastos, do respectivo estudo, dando melhores resultados nos trechos de maior interesse.

O levantamento topográfico no campo é da maior importância e deve ser realizado logo depois da instalação dos piezômetros. Já que é difícil obter informações exatas e suficientes sob a profundidade até o embasamento cristalino, precisamos de cotas exatas do relevo superficial, se não, o modelamento dos níveis freáticos fica sem referência e sem confirmação.

Para suprimir a deficiência nas informações sobre o relevo sub-superficial, o emprego dos métodos geofísicos se mostrou favorável e deve ser incorporado em cada estudo. Infelizmente, não há muitos grupos geofísicos ativos no Nordeste, que possam fornecer estas informações básicas.

Concluindo deixa-se notar que vários estudos neste sentido recentemente realizados, permitem estudar futuramente os demais aquíferos do Nordeste, com custos relativamente baixos e em curto tempo, para conhecer melhor o seu comportamento hidrodinâmico, incluindo também a influência das barragens submersas, se existir. Tudo isso proporcionará no futuro, um melhor aproveitamento e instrução sobre o manejo racional dos aluviões, pelos pequenos agricultores nos períodos secos.

B. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, J. do P.T. 1984: Os Recursos Hidricos de Agua Subterrânea do Trópico Semi-Árido do Estado da Paraíba. Campina Grande - Pb, 191 p., Tese de Mestrado - Universidade Federal da Paraíba.

ATLAS GEOGRÁFICO DO ESTADO DA PARAÍBA, 1985: João Pessoa, Secretaria de Educação, Governo do Estado da Paraíba - Universidade Federal da Paraíba.

ANDRITZKY, G. & BUSCH, K. 1975: Mapa Geológico da Região de Santa Luzia - Pb, 1 : 100.000. Recife - Pe, SUDENE - DRN. Divisão Geologia.

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, vol 4, p. 1539-1550.

COOPER, H.H. & JACOB, C.E. 1946: A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. Trans. Amer. Geophys. Union, 27, 526-534.

DE WIEST, R.J.M. 1965: Geohydrology. New York, John Wiley & Sons, Inc., 366 p.

JACOB, C.E. 1940: On the flow of water in an elastic artesian aquifer. Trans Amer. Geophys. Union, 22, 574-586.

- 1950: Flow of ground water in engineering hydraulics. In: ROUSE, H, ed., New York, John Wiley & Sons, Inc., 321-386.

- 1963: The recovery method for determining the coefficient of transmissibility. In: BENTALL, R., comp. 1963: Methods of determining permeability, transmissibility and drawdown. Washington, Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I, 283-292.

KELLER, G.V. & FRISCHKNECHT, F.O. 1966: Electrical Methods in Geophysical Prospecting. Oxford, Pergamon Press, 523 p. (International Series in Electromagnetic Waves Vol. 10)

KINZELBACH, W. 1986: Groundwater Modelling - An Introduction with Sample Programs in BASIC. Amsterdam, Elsevier, 333 p. (Developments in Water Science Vol. 25)

LANGGUTH, H.-R. & VOIGT, R. 1980: Hydrogeologische Methoden. Berlin, Springer Verlag, 486 p.

MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DA PARAÍBA, 1982: João Pessoa. Governo do Estado da Paraíba -Ministério do Interior - Ministério das Minas e Energia.

MEIER, W. 1987: Modelagem Numérica de Fluxo de Água Subterrânea pelo Método das Diferenças Finitas - uma Introdução. In: I. Curso de Métodos Avançados em Hidrologia Aplicada, Parte 1. Campina Grande - Pb.

PINTO, N. L. de S., HOLTZ, A. C. T., MARTINS, J. A. & GOMIDE, F.L.S. 1976: Hidrologia Básica. São Paulo, Editora E. Blücher Ltda, 279 p.

PLAUMANN, G. 1989: Entwicklung und Test eines geophysikalischen Konzepts zur Ortung von grundwasserführenden Kluftstrukturen im präkambrischen Kristallin der Region Paraíba (NE - Brasilien). Berlin, 98 p., Tese de Mestrado - Institut für Angewandte Geophysik, Technische Universität Berlin.

RADAM BRASIL, 1981: Fôlhas SB.24/25 Jaguaribe/Natal. Rio de Janeiro, M.M.E./Secretaria-Geral, Projeto Radambrasil, 740 p. (Levantamento de Recursos Naturais Vol. 23)

REGO, J.C., ALBUQUERQUE, J. do P.T. & BOOCHS, P. 1990: Modelo de Fluxo e de Manejo de um Aquífero Aluvial da Região do Semi-Arido Paraibano. In: Anais do 6º Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, Porto Alegre - RS, ABAS, p. 112-116.

RICHTER, W. & LILLICH, W. 1975: Abriß der Hydrogeologie. Stuttgart, E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, 281 p.

SANTOS, N.C.F. 1992: Estudo do comportamento de aquíferos aluviais no período seco no semi-árido do Nordeste Brasileiro. Campina Grande - PB, 151 p., Tese de Mestrado - Universidade Federal da Paraíba.

SCHUSTER, H.D., VITORINO F. S. & BISCHOFF, H. 1988: Combined resistivity and electromagnetic investigations for groundwater in the Precambrian area of semi-arid Paraíba. In: Anais do 5º Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, São Paulo - SP, ABAS, p. 279-280.

SCHUSTER, H.D., OLIVEIRA, P. R. da S. & KOCH, U. 1990: Estudo hidrogeológico de um aquífero aluvial com barragens submersas na região de Santa Luzia, Paraíba. In: Anais do 6º Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, Porto Alegre - RS, ABAS, p. 30 - 37.

THEIS, C.V. 1935: Relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. Trans. Amer. Geophys. Union, 16, 519-524.

VITORINO, S.F. 1991: Estudo de Águas Subterrâneas com Métodos Elétricos na Região do Semi-árido de Patos - PB. Belém - PA. 120 p., Tese de Mestrado Universidade Federal do Pará.

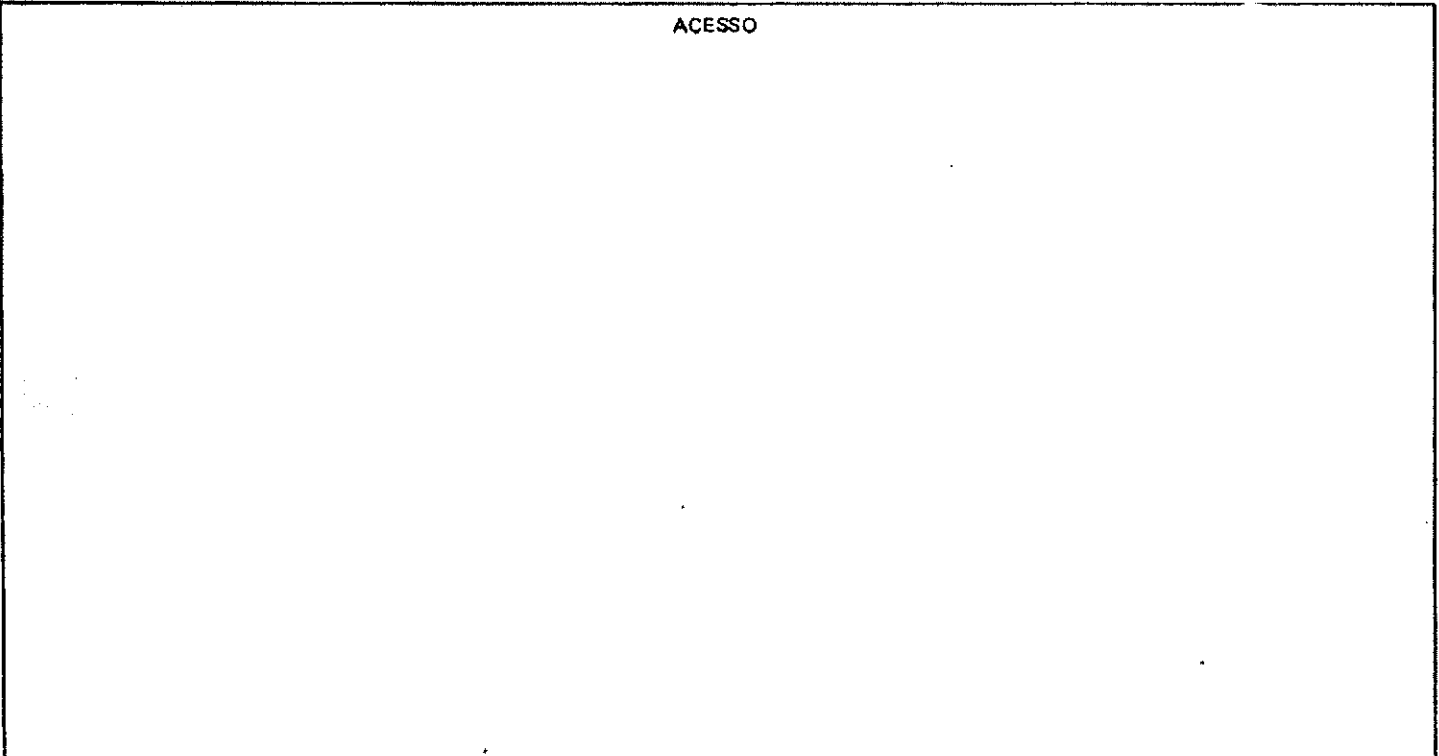
WANG, H.F. & ANDERSON M.P. 1982: Introduction to Groundwater Modelling - Finite Difference and Finite Element Methods. San Francisco, W. H. Freeman and Company, 237 p.

9. APENDICE

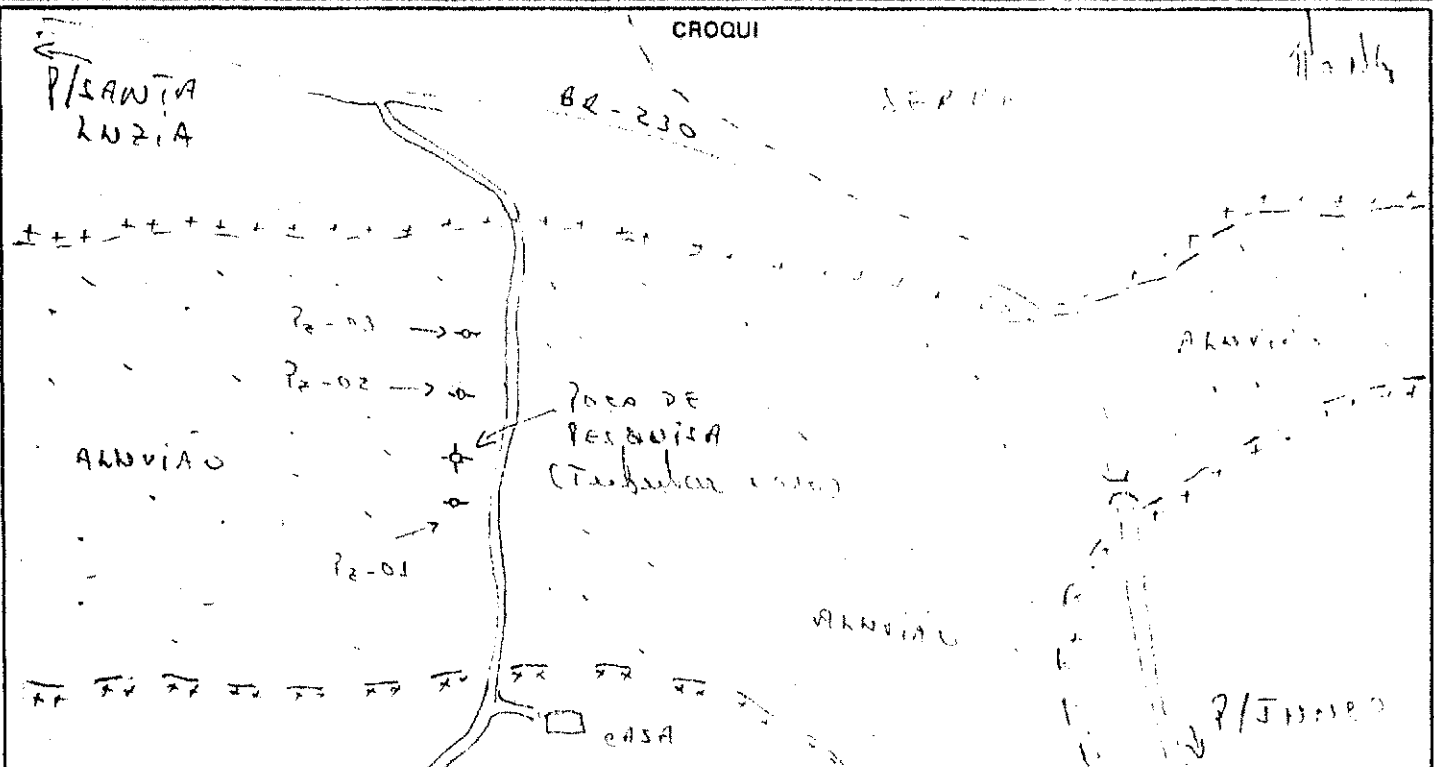
MUNICÍPIO: SANTA LUZIA
 LOCALIDADE: SÍTIO DAHO D'ÁGUA GRANDE
 PROPRIETÁRIO: WFB
 INTERESSADO: WFB
 DATA DA VISITA: 12.06.88
 POSSIBILIDADE DE INUNDAÇÃO: EXISTENTE
 ELETRIFICAÇÃO: NÃO
 DISTÂNCIA A CIDADE: 10 km

FOTOÍNDICE:
 AEROFOTO:
 ESCALA:
 MAPA BASE:
 FOLHA:
 ESCALA:
 COORDENADAS GEOGRÁFICAS:
 LATS. LONG. W

ACESSO



CROQUI



DADOS ADICIONAIS

DISTÂNCIAS Peca/Pz-03 - 50 metros

medidas de testes de bombeamento

município	SANTA LUÍZIA	local	SITIO ALTO AÇUCAR	n. poço	77-01
proprietário	UFPA	inicio	12.06.88	termino	13.06.88
medidas	rebaixamento de recuperação \approx	nível estático	0,685 m	nível dinâmico	2,235 m
		vazão	24,16 m ³ /h		

hora	tempo (min)	n. d'água (m)	Sw (m)	vazão (m ³ /h)	Q/Sw (m ³ /h/m)	n. d'água (m)	Sw (m)	r/T + 1	observação
10:01	1	2,090	1,395	24,16	17,31	0,705	0,060	1,441	
10:02	2	2,185	1,490	"	16,21	0,740	0,041	1,21	Jaqueta de
10:05	5	2,205	1,510	"	16,00	0,735	0,040	1,22	saída de
10:07	7	2,205	1,510	"	16,00	0,735	0,040	1,22	saída de
10:10	10	2,213	1,518	"	15,95	0,730	0,039	1,45	do sistema
10:15	15	2,213	1,518	"	15,95	0,730	0,039	97	de água
10:20	20	2,212	1,517	"	15,92	0,730	0,039	73	proceder a
10:25	25	2,215	1,520	"	15,88	0,728	0,038	58,6	inspeção de
10:30	30	2,215	1,520	"	15,88	0,728	0,038	44	do sistema
10:35	35	2,220	1,525	"	15,84	0,720	0,037	42,44	proceder a
10:40	40	2,215	1,520	"	15,81	0,720	0,037	37	inspeção
10:45	45	2,215	1,525	"	15,81	0,720	0,037	33	do sistema
10:50	50	2,215	1,525	"	15,84	0,720	0,037	29,5	
10:55	60	2,213	1,518	"	15,91	0,720	0,037	28	
11:00	70	2,210	1,515	"	15,84	0,720	0,037	25,5	
11:05	80	2,210	1,515	"	15,84	0,720	0,037	18	
11:10	100	2,210	1,515	"	15,84	0,715	0,037	15,4	
12:00	120	2,210	1,515	"	15,84	0,715	0,037	13	
12:30	150	2,210	1,515	"	15,84	0,711	0,037	10,6	
13:00	180	2,210	1,515	"	15,84	0,711	0,037	9	
14:00	240	2,210	1,515	"	15,84	0,711	0,037	7	
15:00	300	2,215	1,525	"	15,84				
16:00	360	2,215	1,525	"	15,84				
17:00	420	2,215	1,525	"	15,84				
18:00	480	2,210	1,515	"	15,84				
19:00	540	2,210	1,515	"	15,84				
20:00	600	2,210	1,515	"	15,84				
22:00	720	2,230	1,535	"	15,73				
24:00	840	2,235	1,540	"	15,68				
02:00	960	2,230	1,535	"	15,73				
04:00	1080	2,235	1,540	"	15,68				
06:00	1200	2,235	1,540	"	15,68				
08:00	1320	2,235	1,540	"	15,68				
10:00	1440	2,235	1,540	"	15,68				

6. perfis

município SANTA LUZIA		distrito -		n. poço 01	
prof. (m)	perfil litológico	simbolo	perfil construtivo		penetr. (m/h)
0,00	Arenia muito grossa, hta. irregular e com muitos pedregulhos → bacia profunda.				
1,50	Arenia fina, microssedimentar, homogênea, com pouca argila.				
2,00	IDEEM de 1,50 a 2,10				
2,50	Arenia muito fina, argila.				
3,00	→ e, cinza.				
4,00	Arenia muito grossa, hta. irregular e/ou com pedregulhos → argila, com pouca argila, cinza e homogênea.				
	IDEEM DE 3 a 4, e homogênea.				
5,00	Arenia média a grossa, hta. irregular, argilosa, e/ou com pedregulhos → cinza e homogênea.				
6,00	Arenia média, pouco argila.				
7,00	→ e, homogênea, e cinza.				
7,50	IDEEM DE 6,0 a 7,0, com pedregulhos.				
desenho/verificação			escalas	vertical 1:50	horizontal -
					data 13.06.88

7. perfil geológico

de (m)	a (m)	unidade	de (m)	a (m)	unidade
0,00	7,50	ALUVIÃO			
7,50	-	CRISTALINO			

medidas de testes de bombeamento

município		local		n. poço					
SANTA LUZIA		SITIO OLMO D'ÁGUA GRANDE		12-01					
proprietário			início		término				
UFPA			12.06.88		13.06.88				
medidas		nível estático		nível dinâmico		vazão			
rebaixamento $\frac{R}{R}$ recuperação $\frac{R}{R}$		1,210 m		1,425 m		-			
hora	tempo (min.)	n. d'água(m)	Sw (m)	vazão(m ³ /h)	Q/Sw(m ³ /h/m)	n. d'água(m)	Sw (m)	1/1+1	observação
10:01	1	1,370	0,160	-	-	1,430	0,220	1,441	Altura da
10:02	2	1,385	0,175	-	-	1,260	0,050	721	boga 0,93
10:05	5	1,385	0,175	-	-	1,255	0,045	289	metros
10:07	7	1,390	0,180	-	-	1,250	0,030	206,7	Res fundo
10:10	10	1,390	0,180	-	-	1,240	0,030	141	de 7,30
10:11	15	1,400	0,180	-	-	1,240	0,030	97	metros
10:20	20	1,400	0,180	-	-	1,240	0,030	73	
10:25	25	1,400	0,180	-	-	1,240	0,030	58,6	
10:30	30	1,400	0,180	-	-	1,240	0,030	49	
10:35	35	1,400	0,180	-	-	1,235	0,030	42,14	
10:40	40	1,400	0,180	-	-	1,235	0,025	37	
10:45	45	1,400	0,180	-	-	1,235	0,025	33	
10:50	50	1,400	0,180	-	-	1,230	0,020	29,8	
11:00	60	1,400	0,180	-	-	1,230	0,020	25	
11:10	70	1,400	0,180	-	-	1,230	0,020	21,5	
11:20	80	1,400	0,180	-	-	1,230	0,020	19	
11:40	100	1,400	0,180	-	-	1,230	0,020	15,4	
12:00	120	1,400	0,180	-	-	1,230	0,020	13	
12:30	150	1,405	0,195	-	-	1,230	0,020	10,6	
13:00	180	1,415	0,205	-	-	1,230	0,020	9	
14:00	240	1,415	0,205	-	-	1,220	0,020	7	
15:00	300	1,410	0,200	-	-				
16:00	360	1,415	0,205	-	-				
17:00	420	1,415	0,205	-	-				
18:00	480	1,415	0,205	-	-				
19:00	540	1,420	0,210	-	-				
20:00	600	1,420	0,210	-	-				
22:00	720	1,420	0,210	-	-				
24:00	840	1,415	0,205	-	-				
02:00	960	1,420	0,210	-	-				
04:00	1080	1,425	0,215	-	-				
06:00	1200	1,425	0,215	-	-				
08:00	1320	1,430	0,220	-	-				
10:00	1440	1,425	0,225	-	-				
execução								data	
HIDROPIRES								13.06.88	

6. perfis

município SANTA LUZIA		distrito		n. poço 2-02
prof. (m)	perfil litológico	simbolo	perfil construtivo	penetr. (m/h)
0,00	Areia grossa, pouco ho- mogênea, e/ou calho fino, e branqueada			
1,00	Areia média, homogênea, macia e branqueada			
2,00	Argila - estica, e macia			
3,00	Areia muito grossa, heterogênea, e/ou ca- lho grosso, e branqui- cada			
6,00	Areia média a grossa, heterogênea, e/ou calho fino, e/ou e branqui- cada			
7,00		+++++		

desenho/verificação escalas vertical 1:10 horizontal - data 13.06.88

7. perfil geológico

de (m)	a (m)	unidade	de (m)	a (m)	unidade
0,00	7,00	ARNUVIAO			
7,00	-	EXISTARINHO			

medidas de testes de bombeamento

município		local				n. poço			
SANTA LUZIA		SÍTIO OLHO D'ÁGUA GRANDE				f ₂ - 02			
proprietário				início		término			
NFPA				12.06.88		13.06.88			
medidas		rebaixamento s_0 recuperação s_1		nível estático		nível dinâmico		vazão	
		1,00 m		1,10 m		-			
hora	tempo (min.)	n. d'água (m)	Sw (m)	vazão (m ³ /h)	Q/Sw (m ³ /h·m)	n. d'água (m)	Sw' (m)	t/t' + 1	observação
10:01	1	1,000	0,000	-	-	1,070	0,070	1,441	Altura da
10:02	2	1,000	0,000	-	-	1,065	0,065	721	boca - 0,15
10:05	5	1,000	0,000	-	-	1,060	0,060	289	metros.
10:07	7	1,065	0,065	-	-	1,055	0,055	206,7	
10:10	10	1,075	0,075	-	-	1,055	0,055	145	
10:15	15	1,075	0,075	-	-	1,050	0,050	97	
10:20	20	1,080	0,080	-	-	1,050	0,050	73	
10:25	25	1,080	0,080	-	-	1,050	0,050	58,6	
10:30	30	1,080	0,080	-	-	1,045	0,045	49	
10:35	35	1,080	0,080	-	-	1,045	0,045	42,14	
10:40	40	1,085	0,085	-	-	1,040	0,040	37	
10:45	45	1,085	0,085	-	-	1,040	0,040	23	
10:50	50	1,090	0,090	-	-	1,040	0,040	25,8	
11:00	60	1,090	0,090	-	-	1,040	0,040	25	
11:10	70	1,090	0,090	-	-	1,040	0,040	21,5	
11:20	80	1,095	0,095	-	-	1,040	0,040	15	
11:40	100	1,095	0,095	-	-	1,040	0,040	11,4	
12:00	120	1,100	0,100	-	-	1,035	0,035	11	
12:20	150	1,095	0,095	-	-	1,035	0,035	10,6	
13:00	180	1,095	0,095	-	-	1,030	0,030	9	
14:00	240	1,095	0,095	-	-				
15:00	300	1,095	0,095	-	-				
16:00	360	1,095	0,095	-	-				
17:00	420	1,095	0,095	-	-				
18:00	480	1,095	0,095	-	-				
19:00	540	1,095	0,095	-	-				
20:00	600	1,095	0,095	-	-				
22:00	720	1,095	0,095	-	-				
24:00	840	1,095	0,095	-	-				
02:00	960	1,095	0,095	-	-				
04:00	1080	1,095	0,095	-	-				
06:00	1200	1,095	0,095	-	-				
08:00	1320	1,095	0,095	-	-				
10:00	1440	1,100	0,100	-	-				
execução								HIDRO PIREZ	
								data 13.06.88	

medidas de testes de bombeamento

município		local			n. poço				
SANTA LUZIA		SÍTIO OLHO D'ÁGUA GRANDE			P2-03				
proprietário				início		término			
WFPB				12.06.88		13.06.88			
medidas		rebaixamento <input type="checkbox"/> nível estático		recuperação <input type="checkbox"/> nível dinâmico		vazão			
		3,13 m		1,23 m		-			
hora	tempo (min.)	n.d'água(m)	Sw (m)	vazão(m ³ /h)	Q/Sw(m ³ h/m)	n.d'água(m)	Sw (m)	t/t+1	observação
10:01	1	1,170	0,040	-	-	1,180	0,050	144	Altura da
10:02	2	1,170	0,040	-	-	1,175	0,045	72	boca 0,88
10:05	5	1,180	0,050	-	-	1,175	0,045	289	metros
10:07	7	1,185	0,055	-	-	1,170	0,040	206,7	profundi-
10:10	10	1,185	0,055	-	-	1,165	0,035	145	dade 9,0
10:15	15	1,190	0,060	-	-	1,160	0,030	97	metros.
10:20	20	1,180	0,060	-	-	1,160	0,030	73	
10:25	25	1,195	0,065	-	-	1,160	0,030	58,6	
10:30	30	1,195	0,065	-	-	1,165	0,025	49	
10:35	35	1,195	0,065	-	-	1,155	0,025	42,14	
10:40	40	1,195	0,065	-	-	1,150	0,020	37	
10:45	45	1,200	0,070	-	-	1,150	0,020	33	
10:50	50	1,200	0,070	-	-	1,150	0,020	25,8	
11:00	60	1,200	0,070	-	-	1,150	0,020	20	
11:10	70	1,200	0,070	-	-	1,150	0,020	21,5	
11:20	80	1,205	0,075	-	-	1,150	0,020	18	
11:40	100	1,205	0,075	-	-	1,145	0,015	15,4	
12:00	120	1,205	0,075	-	-	1,145	0,015	13	
12:30	150	1,205	0,075	-	-	1,140	0,010	10,6	
13:00	180	1,210	0,080	-	-	1,140	0,010	9	
14:00	240	1,215	0,085	-	-				
15:00	300	1,215	0,085	-	-				
16:00	360	1,215	0,085	-	-				
17:00	420	1,215	0,085	-	-				
18:00	480	1,215	0,085	-	-				
19:00	540	1,215	0,085	-	-				
20:00	600	1,215	0,085	-	-				
22:00	720	1,220	0,090	-	-				
24:00	840	1,220	0,090	-	-				
02:00	960	1,220	0,090	-	-				
04:00	1080	1,220	0,090	-	-				
06:00	1200	1,220	0,090	-	-				
08:00	1320	1,225	0,095	-	-				
10:00	1440	1,230	0,100	-	-				

HIDROPIRES

6. perfis

município SANTA ANZIA		distrito		n. poço YZ-03	
prof. (m)	perfil litológico	simbolo	perfil construtivo		penetr. (m/h)
0,00	Areia muito grossa, h. s. e/ou callos grossos, e base queimada				
1,00	Areia média, pouco homogênea, e/ou callos finos, macios				
2,00	Areia grossa				
3,00	idem a 2 a 3, adunada				
4,00	Areia grossa, pouco homogênea, e/ou callos org. de tamanho, e base queimada.				
5,00	Areia muito grossa, h. s. e/ou callos grossos, e base queimada				
6,00	Areia grossa, h. s. e/ou callos finos, e base queimada.				
7,00	Areia muito grossa, h. s. e/ou callos grossos, e base queimada.				
8,00	Areia muito grossa, h. s. e/ou callos grossos, e base queimada.				
9,50	Areia muito grossa, h. s. e/ou callos grossos, e base queimada. (ROCHA ALTERADA)				

desenho/verificação escalas vertical 1:100 horizontal - data 13.06.88

7. perfil geológico

de (m)	a (m)	unidade	de (m)	a (m)	unidade
0,00	8,00	ALUVIÃO			
0,00	9,50	ROCHA ALTERADA			