

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

ANÁLISE DO FLUXO E DAS INJEÇÕES NAS FUNDAÇÕES DA BARRAGEM DE
TAQUARUÇU, RIO PARANAPANEMA, SÃO PAULO.

Geól^o Adalberto Aurélio Azevedo

Orientador: Prof. Dr. Paulo Teixeira da Cruz

DEDALUS - Acervo - EESC



31100016870

Dissertação apresentada à Escola
de Engenharia de São Carlos, da
Universidade de São Paulo, como
requisito parcial à obtenção do
título de mestre em Geotecnia.

SÃO CARLOS, SP

1993



Class.	TESE
Cutt.	0555
Tombo	131194

GEOTECNIA
311000/10870

st 0740449

✓
i

ANÁLISE DO FLUXO E DAS INJEÇÕES NAS FUNDAÇÕES DA BARRAGEM DE
TAQUARUÇU, RIO PARANAPANEMA, SÃO PAULO

Geól^o Adalberto Aurélio Azevedo

ORIENTADOR: PROF.DR. PAULO TEIXEIRA DA CRUZ

À Ione, Marcão,
Fê e Daniel.

AGRADECIMENTOS

ao Prof.Dr. Paulo Teixeira da Cruz, pela orientação e discussões;

ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A.-IPT, pela oportunidade de realização deste trabalho;

à CESP-Companhia Energética de São Paulo, pela autorização na execução e divulgação deste trabalho, e em especial ao Grupo de Instrumentação de Taquaruçu, pela prestimosa colaboração na coleta de dados no campo;

aos colegas Edgard Serra Júnior., Diogo Corrêa Filho e Eda Freitas de Quadros, pela colaboração e opiniões;

aos técnicos Eduardo Pahor, José Roberto de Carvalho e Paulo César da Silva Bilheiro, pela colaboração nos trabalhos desenvolvidos em Taquaruçu;

ao Grupo de Desenho da Divisão de Geologia, nas pessoas de Arturo E.P.Ibars e Luiz Antonio Ribeiro;

à Bibliotecária Maria Inês do Prado Consoni, pela revisão e ordenação das referências bibliográficas;

aos técnicos Aroldo Ribeiro da Silva e Elizabeth Maceron, pela colaboração e empenho demonstrados na elaboração de desenhos e digitação do texto e tabelas;

ao Engenheiro Raimundo Kimura, pela amizade.

S U M Á R I O

	p.
AGRADECIMENTOS.....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE TABELAS.....	xi
LISTA DE QUADROS.....	xiii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
1 INTRODUÇÃO.....	01
2 ASPECTOS HIDROGEOTÉCNICOS DOS BASALTOS DE INTERESSE À FUNDAÇÃO DE BARRAGENS.....	14
2.1 Características Geológicas dos Maciços Basálticos.....	16
2.2 Permeabilidade dos Maciços Basálticos.....	21
2.3 Injetabilidade dos Maciços Basálticos.....	28
3 ANÁLISE DAS INJEÇÕES NAS FUNDAÇÕES DA BARRAGEM DE TAQUARUÇU	35
3.1 Geologia Regional.....	37
3.2 Características Hidrogeotécnicas da Fundação.....	37
3.2.1 Características hidrogeotécnicas do contato A/B.....	41
3.2.2 Características hidrogeotécnicas do contato B/C.....	59
3.2.3 Características hidrogeotécnicas da zona fraturada do derrame B.....	59
3.3 Estimativas de Vazão na Escavação.....	63
3.4 Panorama do Fluxo com a Execução da Obra.....	78
3.4.1 Panorama do fluxo com a escavação.....	79
3.4.2 Estimativa dos parâmetros hidráulicos do contato A/B...	87
3.4.3 O tratamento das fundações por injeção de cimento.....	96
3.4.4 Eficiência da cortina de vedação - 1ª Avaliação.....	108
3.4.4.1 Efeitos nas vazões e níveis piezométricos.....	109
3.4.4.2 Primeiro ensaio hidrogeotécnico.....	118
3.4.5 Injeções de reforço da cortina.....	127
3.4.6 Eficiência da cortina de vedação - 2ª Avaliação.....	128
3.4.6.1 Avaliação das injeções de reforço.....	131

3.4.6.2	Análise dos parâmetros hidráulicos do contato A/B, após as injeções.....	133
3.4.7	Ensaio hidrogeotécnicos pré-enchimento do reservatório	134
3.4.7.1	Segundo ensaio hidrogeotécnico - Ensaio pré-desvio de segunda etapa.....	135
3.4.7.2	Terceiro ensaio hidrogeotécnico - Ensaio pré-enchimento do reservatório.....	141
3.4.8	Panorama hidrogeotécnico antes do enchimento do reservatório.....	143
3.4.9	Enchimento do reservatório - Avaliação final das injeções.....	148
4	A EFICIÊNCIA DAS CORTINAS DE VEDAÇÃO EM FUNDAÇÕES BASÁLTICAS.....	161
4.1	Formas de Análise da Eficiência.....	161
4.2	Análise Conceitual da Eficiência das Cortinas de Vedação.	177
5	CONCLUSÕES.....	192
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	195

F I G U R A S

	p.
1 Modelo de análise hidrogeotécnica em fundações basálticas (OLIVEIRA, 1981).....	10
2 Modelo de análise hidrogeotécnica em fundações basálticas (OLIVEIRA, 1981).....	11
3 Ocorrência dos derrames basálticos na Bacia do Paraná e principais barragens.....	15
4 Derrame basáltico hipotético apresentando suas principais feições litológicas e estruturais (modificado de OLIVEIRA, 1981).....	20
5 Comparação teórica das distribuições da permeabilidade em profundidade entre os maciços basálticos e os intrusivos (OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976).....	22
6 Planta de localização da barragem.....	36
7 Seção geológica pelo eixo da barragem e relações com as estruturas de concreto.....	42
8 Seção geológica A-A - Tomada d'Água/Casa de Força.....	43
9 Seção geológica B-B - Vertedores.....	44
10 Contorno estrutural entre os derrames A e B.....	45
11 Planta de distribuição da perda d'água específica no contato A/B.....	47
12 Histograma de perda d'água específica no contato A/B.....	48
13 Planta de localização dos piezômetros no contato A/B.....	49
14 Variação do nível piezométrico do contato A/B, com o nível d'água do rio e a precipitação pluviométrica.....	50
15 Planta de localização dos Poços de Abastecimento(PA's)....	52
16 Seção geológica C-C - Poços de Abastecimento PA-2, PA-3 e eixo da barragem.....	53
17 Seção geológica D-D - Poços de Abastecimento PA-1 e PA-4..	54
18 Variação do nível estático dos poços de abastecimento PA-3 e PA-4 com o nível d'água do rio.....	56
19 Esquema hipotético da drenagem do contato A/B.....	58
20 Contorno estrutural entre os derrames B e C.....	60
21 Planta de distribuição da perda d'água específica no contato B/C.....	61

22	Histograma de perda d'água específica no contato B/C.....	62
23	Contorno estrutural da zona extremamente fraturada do derrame B.....	64
24	Planta de distribuição da perda d'água específica na zona extremamente fraturada do derrame B.....	65
25	Histograma de perda d'água específica na zona extremamente fraturada do derrame B.....	66
26	Ensaio de múltiplos estágios - ensaio de infiltração.....	74
27	Ensaio de múltiplos estágios - ensaio de descarga.....	74
28	Vazão prevista na escavação em função do raio de influência e transmissividade do contato A/B.....	77
29	Variação do nível piezométrico do contato A/B com o nível d'água do rio e a precipitação pluviométrica durante o ensecamento do rio.....	81
30	Variação do nível piezométrico do contato A/B com a escavação e vazões de infiltração.....	83
31	Planta da barragem e cotas de ocorrência do contato A/B na escavação.....	84
32	Panorama do fluxo no contato A/B, antes das injeções.....	85
33	Panorama do fluxo na tomada d'água antes das injeções (detalhe da FIGURA 32).....	86
34	Relação entre vazão (Q) e gradiente (J) com a abertura da fratura (e).....	89
35	Modelo esquemático para estimativa de parâmetros hidráulicos equivalentes de descontinuidades em maciços rochosos..	89
36	Modelo físico para estimativa dos parâmetros hidráulicos do contato A/B, antes das injeções.....	93
37	Planta de localização da cortina de vedação.....	97
38	Localização da cortina de vedação - Tomada d'Água/Casa de Força.....	98
39	Localização da cortina de vedação - Vertedores.....	99
40	Absorções médias do maciço.....	101
41	Absorções médias do contato A/B.....	102
42	Absorções médias do contato B/C.....	102
43	Distribuição das absorções, segundo 5 classes de absorção.	104
44	Custo das injeções e custo das perfurações - parcial.....	105

45	Previsão de custo para a cortina de vedação.....	106
46	Distribuição dos furos de injeção de cada linha e ordem, segundo classes de absorção, em relação ao total de furos injetados, de cada linha e ordem.....	107
47	Panorama do fluxo no contato A/B, após as injeções.....	110
48	Planta de localização dos drenos construtivos.....	111
49	Panorama do fluxo na tomada d'água após as injeções (detalhe da FIGURA 47).....	113
50	Variação da vazão na tomada d'água com as injeções.....	114
51	Primeiro ensaio hidrogeotécnico - Panorama do fluxo com os drenos 26 a 31 fechados.....	120
52	Primeiro ensaio hidrogeotécnico - Panorama do fluxo na tomada d'água (detalhe da FIGURA 51).....	121
53	Primeiro ensaio hidrogeotécnico - Panorama do fluxo com os DPZ-939 e DPZ-940 abertos.....	125
54	Primeiro ensaio hidrogeotécnico - Panorama do fluxo no vertedor (detalhe da FIGURA 53).....	126
55	Variação da vazão na tomada d'água com as injeções de reforço.....	129
56	Panorama do fluxo no contato A/B, após as injeções de reforço.....	132
57	Modelo físico para estimativa dos parâmetros hidráulicos equivalentes do contato A/B após as injeções.....	133
58	Segundo ensaio hidrogeotécnico - Seção piezométrica pela tomada d'água/casa de força.....	140
59	Segundo ensaio hidrogeotécnico - Seção piezométrica pelo vertedor.....	142
60	Alterações impostas ao fluxo pelo contato A/B, durante a construção.....	144
61	Seção piezométrica pela Tomada d'Água/Casa de Força - alterações impostas ao fluxo.....	145
62	Planta piezométrica e vazões por estrutura, após o enchimento da barragem.....	151
63	Seção piezométrica - tomada d'água - Bloco 31.....	152
64	Seção piezométrica - tomada d'água - Bloco 33.....	153
65	Seção piezométrica - tomada d'água - Bloco 35.....	154

66	Seção piezométrica - vertedor - Bloco 73.....	155
67	Seção piezométrica - vertedor - Bloco 75.....	156
68	Seção piezométrica - vertedor - Bloco 77.....	157
69	Seção piezométrica - vertedor - Bloco 79.....	158
70	Variação das vazões por estrutura, com o enchimento do reservatório.....	160
71	Variação das vazões com as injeções em Nova Avanhandava (GRAEFF e outros, 1984).....	167
72	Variação das vazões com o enchimento do reservatório, em Nova Avanhandava (GRAEFF e outros, 1984).....	168
73	Análise conceitual da eficiência da cortina.....	178
74	Seções piezométricas - soleira do vertedor de Capivara (modificado de IPT, 1977).....	180
75	Análise teórica da eficiência da cortina - CASO 1A.....	184
76	Análise teórica da eficiência da cortina - CASO 2A.....	185
77	Análise teórica da eficiência da cortina - CASO 3A.....	186
78	Análise teórica da eficiência da cortina - CASO 1B.....	187
79	Análise teórica da eficiência da cortina - CASO 2B.....	188
80	Análise teórica da eficiência da cortina - CASO 3B.....	189
81	Análise teórica da eficiência da cortina - CASO 4B.....	190

T A B E L A S

	p.
1 Valores de permeabilidade em litologias basálticas obtidas em várias barragens (modificado de OLIVEIRA, 1981).....	25
2 Valores de condutividade hidráulica em contatos interderrames e juntas horizontais de grande extensão lateral (modificado de OLIVEIRA, 1981).....	26
3 Transmissividades e vazões calculadas para Nova Avanhandava (CRUZ e outros, 1983).....	68
4 Previsão de vazão em Taquaruçu, por comparação com Água Vermelha e Nova Avanhandava (IPT, 1981).....	69
5 Previsão de vazão em Taquaruçu utilizando-se as fórmulas de ZANGAR e TODD (IPT, 1981).....	70
6 Resultados dos ensaios de múltiplos estágios realizados no contato A/B.....	75
7 Parâmetros hidráulicos equivalentes do contato A/B, na tomada d'água.....	94
8 Parâmetros hidráulicos equivalentes médios do contato A/B, antes das injeções.....	95
9 Condutividade hidráulica e transmissividade de descontinuidades basálticas.....	96
10 Critérios para mudança do traço da calda em Taquaruçu.....	101
11 Variação das vazões na escavação, antes e após as injeções	115
12 Variação da transmissividade do contato A/B, antes e após as injeções (modificado de IPT, 1986).....	118
13 1º Ensaio Hidrogeotécnico - variação das vazões na tomada d'água, com o fechamento dos drenos construtivos 26 a 31..	123
14 Variação das vazões na tomada d'água, com as injeções de reforço da cortina (drenos construtivos 1 a 25).....	129
15 Absorções médias das injeções de reforço, por estrutura	130
16 Resumo das absorções da cortina de vedação.....	130
17 Parâmetros hidráulicos equivalentes médios do contato A/B, após as injeções.....	134
18 Variação dos parâmetros hidráulicos equivalentes médios do contato A/B, com as injeções.....	135
19 2º Ensaio Hidrogeotécnico - variações das vazões na drena-	

	gem, por etapa do ensaio.....	137
20	Variação na eficiência dos tratamentos com o fechamento da drenagem em Nova Avanhandava (modificado de GRAEFF, 1984).	169
21	Eficiência das cortinas de linhas simples, tripla e trincheira de vedação em Água Vermelha (SILVEIRA e outros, 1981).....	172
22	Redução teórica das subpressões e vazões devido a diferentes combinações dos tratamentos (injeção e drenagem).....	191

Q U A D R O S

	p.
1 Orientações para estudos hidrogeotécnicos. Exemplo para os casos de barragens de gravidade sobre basaltos da Formação Serra Geral (modificado de AZEVEDO e outros, 1978 - in OLIVEIRA, 1981).....	08
2 Técnicas usadas e respectivos objetivos nas diversas fases da barragem, segundo orientações do Quadro 1 (modificado de AZEVEDO e outros, 1978, in OLIVEIRA, 1981).....	09
3 Orientações para o projeto, execução e controle das vedações (modificado de AZEVEDO e outros, 1978 - in OLIVEIRA, 1981).....	12
4 Orientações para o projeto, execução e controle da drenagem (OLIVEIRA, 1981).....	12

R E S U M O

A Barragem de Taquaruçu, apoiada em maciço basáltico, foi objeto de intenso tratamento das fundações, devido à ocorrência de um contato interderrames altamente permeável, que, além da alta condutividade hidráulica, apresentava forte artesianismo. O acompanhamento sistemático da variação das vazões e das cargas piezométricas neste contato, durante a construção da obra, permitiu que fossem avaliadas as alterações induzidas nos parâmetros hidráulicos equivalentes do contato pelas injeções, uma análise mais objetiva dos efeitos do enchimento do reservatório e a eficiência da cortina de vedação no controle das subpressões.

Os trabalhos realizados e os dados obtidos possibilitaram verificar a validade da realização dos ensaios de múltiplos estágios para estimar os parâmetros hidráulicos equivalentes de descontinuidades rochosas, a utilização destes no cálculo de vazões em escavações de grandes dimensões, além de demonstrar que é possível a utilização das leis de escoamento empíricas, obtidas em laboratório, para o estudo do fluxo em fraturas nos maciços rochosos.

Destaque especial é dado aos ensaios hidrogeotécnicos globais, cuja realização, em várias etapas da obra, é de importância fundamental.

Ressalta-se a necessidade de investigações geológico-geotécnicas mais detalhadas nas fases que antecedem a construção da obra, bem como chama-se a atenção para a conformidade da cortina de vedação ao papel que a ela é reservado nos projetos.

A B S T R A C T

Taquaruçu Dam, founded in basalts, had standed heavy foundations treatment due to the occurrence of a highly permeable contact of basalt flows. This contact shows both high values of hydraulic conductivity and a high artesian head.

Systematic measurements of water flow variations and piezometric heads in these contacts during dam construction, let the evaluation of induced changes in equivalent hydraulic parameters due to injections as well as the study of the effects of reservoir filling in and the efficiency of grouting in underpressure control.

Data obtained allowed the appreciation of multi stage tests validity to determine equivalent hydraulic parameters of rock discontinuities and their use in flow rate computations for large excavations. They also show that empirical flow laws obtained in laboratory tests could be used to study flow in fractures in rock masses.

Special emphasis is given to global hydrotechnical tests and to the importance of being carried out in the various stages of dam construction. It is also mentioned the necessity of detailed geological-geotechnical research in early stages previous to the construction as well as the proper use of grouting in projects.

1 INTRODUÇÃO

O processo de injeção de cimento, criado por Charles Berigny em 1802, passou a ser utilizado para selar fissuras em rochas em fundações de barragens somente em 1876, por Thomas Hawksley (GLOSSOP, 1960). Segundo o mesmo autor, o início de utilização sistemática e em larga escala do processo de injeção, data de 1893, na Barragem de New Croton. A efetiva incorporação de uma cortina de injeções no projeto de uma barragem, como elemento de proteção das estruturas de concreto, parece ter ocorrido somente na Barragem de Estacada, conforme descrito por Rands, em 1915 (in GLOSSOP, op. cit.). No início da década de 30, para o projeto da Barragem de Hoover, o United States Bureau of Reclamation elaborou um estudo dos procedimentos até então utilizados nos trabalhos de injeção de cimento. Estudo este acompanhado de extensas pesquisas de laboratório, com a finalidade de se elaborar uma especificação técnica para o tratamento das fundações daquela barragem. Tais pesquisas envolveram métodos, procedimentos, caldas e equipamentos, de forma a elucidar questões relativas à profundidade necessária das injeções; diâmetro e espaçamento dos furos de injeção; locação da cortina de vedação e locação e profundidade da rede de drenagem, dentre outras (SIMONDS, 1953). Ao contrário da tendência observada nos EUA, no sentido de se estabelecerem normas e critérios para as injeções de cimento, na França, o interesse se voltava para o entendimento e interpretação dos trabalhos de injeção, particularmente na verificação das alterações das propriedades do meio tratado. Estas análises eram efetuadas com base no registro

contínuo das pressões de injeção e das absorções de caldas (GLOSSOP, op.cit.). Assim, já em 1932, foi estabelecido por LUGEON o primeiro critério de injetabilidade e de verificação dos tratamentos por injeção, cujos princípios são até hoje utilizados para avaliação da estanqueidade de maciços. São desta época também as primeiras pesquisas sobre a utilização dos métodos geofísicos (perfilagem elétrica) para detecção de zonas permeáveis nos maciços rochosos (LUGEON, 1932).

Desde essa época, o meio técnico internacional, e mais tarde o meio técnico nacional, vem se dedicando a analisar os mais variados aspectos dos trabalhos de injeção em fundações de barragens, seja em relação à geometria da cortina de vedação (disposição da cortina, número de linhas, espaçamento entre furos, etc.), seja em relação à técnica de injeção propriamente dita (caldas e materiais a injetar, pressões de injeção, etc.), seja quanto aos reais objetivos das injeções (controle de vazões e/ou controle de subpressões) e, sobretudo, à análise da eficiência das injeções e das cortinas de vedação.

É sobre estes últimos aspectos, ou seja, os reais objetivos das injeções e a análise da eficiência das cortinas de vedação, que recaem as maiores discussões, uma vez que os demais aspectos são decorrência destes.

Com efeito, já em 1932, poucas décadas após a introdução das cortinas de vedação como elemento de proteção das estruturas de concreto, THERZAGHI contestava tal método para o controle de subpressões. Realizando testes em laboratório, esse autor demonstrou que um diafragma que contivesse aberturas iguais a 5 %

da área total provocaria reduções muito pequenas, não só nas vazões como também nas cargas (in, CASAGRANDE, 1961).

Até 1961, contudo, o meio técnico debitava todo o mérito do controle das percolações às cortinas de vedação. De fato, LONDE (1973), analisando a percolação d'água em maciços rochosos, afirmava: "Parece que até cerca de 1960, todas as barragens eram fundadas em rochas consideradas permeáveis, com fissuras abertas, onde era possível injetar. A injeção promovia a redução das fugas d'água e também das pressões de percolação a jusante da cortina. Desde 1960, a drenagem tem sido sistematicamente acrescida para aumentar a segurança de fundações em rocha com finas fissuras, onde é inútil injetar, mas é possível drenar, e aqui a drenagem é o único meio de controlar as pressões de percolação".

Esta mudança de enfoque, assinalada por LONDE, deveu-se basicamente ao artigo "Control of Seepage Through Foundation and Abutments of Dams" de CASAGRANDE (1961, op.cit.). Neste artigo, o autor praticamente define os papéis dos tratamentos, ao analisar criticamente a contribuição de cada um (injeção e drenagem) no controle de vazões e subpressões em fundações de estruturas hidráulicas.

Ainda que diversos autores (SERAFIM, 1962; Cambefort, 1964) apresentassem reações contrárias às idéias lançadas por CASAGRANDE (in OLIVEIRA, 1981), LONDE e SABARLY (1967) e SABARLY (1968) reforçam a tese de que uma cortina executada em terreno homogêneo e contínuo, mesmo que perfeita, não teria efeitos apreciáveis sobre a percolação d'água em fundações de barragens.

Em meados da década de 50 e início da década de 60, tem início no Brasil a construção de hidroelétricas de grande porte, e o meio técnico nacional é fortemente influenciado pelas idéias correntes quanto à vedação e drenagem de fundações de barragens. Tal assertiva é confirmada pelos trabalhos de COSTA NUNES (1963) e HSU et al. (1970) sobre subpressões e tratamento de fundações de barragens.

Com a intensificação da construção de barragens na região Sul e Sudeste do País, o meio técnico responde com a intensificação da produção de trabalhos e relatos sobre a análise de tratamentos e comportamento das fundações de barragens (GUIDICINI, 1969; CAMARGO, 1969; BORDEAUX et al., 1975; RÉ, 1976; MONTEIRO e GOULART, 1976; OLIVEIRA e CORRÊA F^o, 1976, dentre outros), tornando-se este um campo bastante profícuo, particularmente em toda a década de 70 e início da década de 80.

Por circunstâncias diversas, a engenharia nacional pôde, num pequeno curso de tempo, construir um grande número de barragens de mesma concepção (barragens-gravidade) fundadas em um mesmo tipo de maciço (basalto), o que propiciou ao meio técnico nacional grande experiência em tratamento de fundações e análise de subpressões nestes maciços, experiência esta traduzida por importantes trabalhos de síntese, como aqueles apresentados por AZEVEDO et al. (1978), CRUZ e SILVA (1978), OLIVEIRA (1981, op.cit.), CRUZ e BARBOSA (1981), GUIDICINI e ANDRADE (1983).

Apesar dos progressos verificados, ainda hoje subsistem dúvidas quanto ao real papel da cortina de vedação no controle das percolações em fundações basálticas, mesmo sendo esta uma das

principais preocupações dos autores que se dedicaram a analisar o assunto. Os resultados até agora obtidos foram assim resumidos por GUIDICINI e ANDRADE (1983, op.cit.): "Se à cortina de injeção for atribuído exclusivamente o papel de vedar descontinuidades reduzindo a seção de escoamento da água, então veremos que, na grande maioria dos casos, este objetivo tem sido atingido. Se, entretanto, pretendemos que ela desempenhe um papel significativo no controle de subpressões, os resultados até então obtidos terão sido bastante desanimadores".

Os maciços basálticos, por suas particularidades geológicas, mostram-se extremamente favoráveis a uma análise adequada do papel da cortina de vedação no controle de subpressões. De fato, a experiência adquirida mostra que a cortina de vedação exerce efetivo controle das vazões pelas fundações, reduzindo a permeabilidade das feições de maior condutividade hidráulica de dezenas a centenas de vezes (BARBI, 1983) e o afluxo de água para o sistema de drenagem também é reduzido da ordem de dezenas de vezes (GUIDICINI e ANDRADE, op.cit.). "Não se pode compreender como uma cortina de injeções que provoque uma redução substancial na percolação d'água, também deverá reduzir as subpressões a jusante da mesma" (CASAGRANDE, op.cit.). Em maciços com fissuras abertas, de percolação franca, como as verificadas nos basaltos, as injeções geram contrastes de permeabilidade entre as zonas injetadas e as não injetadas, condição para que uma cortina de vedação seja eficiente (LONDE, op.cit.). Com efeito, em maciços fraturados heterogêneos, caracterizados por diferentes coeficientes de permeabilidade, a pressão em cada ponto depende dos valores

relativos destas permeabilidades (TER MINASSIAN, SABARLY e LONDE, 1967).

Os diversos autores que têm analisado esta questão nos maciços basálticos argumentam que a eficiência da cortina de injeção não é verificada por diversos motivos, dentre os quais se pode citar a falta de instrumentação adequada (OLIVEIRA, op.cit.), o efeito da drenagem mascarando os efeitos da vedação (CASAGRANDE, op.cit.; OLIVEIRA, op.cit.) ou a falta de um acompanhamento da variação das vazões antes e após a execução das injeções, bem como a variação daquelas com o enchimento do reservatório (AZEVEDO et al. op.cit.).

AZEVEDO et al. (op.cit.) e OLIVEIRA (op.cit.), após extensos estudos sobre as características dos basaltos como fundação de barragens-gravidade, assim como análises, não só dos tratamentos efetuados em várias barragens, como também do comportamento destes tratamentos ante as percolações, propõem a adoção de uma metodologia que permita a obtenção de dados durante as diversas fases do projeto, de forma que seja possível melhor compreender o comportamento dos aquíferos "in natura", permitindo assim assegurar uma previsão de subpressões e vazões, bem como efetuar uma análise da eficiência das vedações.

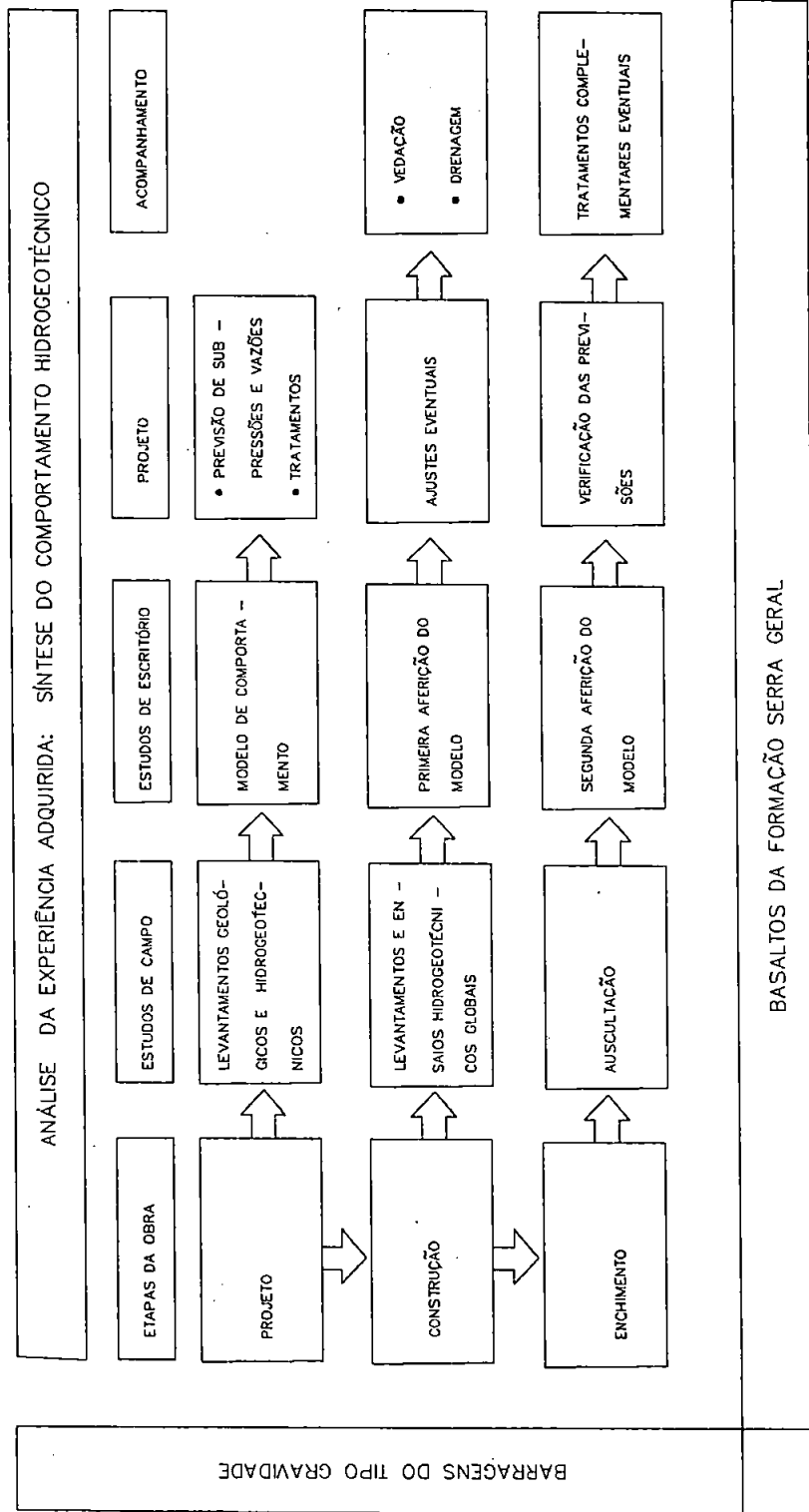
A metodologia proposta por aqueles autores baseia-se no fato de que, dispondo-se de técnicas que permitam caracterizar plenamente o quadro hidrogeotécnico de um local para o projeto de uma barragem, e conhecendo-se com relativa precisão as solicitações impostas pelas barragens do tipo gravidade, a aplicação de modelos de análise ao problema poderia alcançar a

previsão do comportamento do sistema barragem/fundação quanto às subpressões e vazões, possibilitando assim prever o comportamento hidrogeotécnico durante e após o enchimento do reservatório e orientar adequadamente o projeto dos tratamentos (OLIVEIRA, op.cit.).

O QUADRO 1 apresenta, de forma esquemática, a metodologia proposta. As condições metodológicas de contorno, ou seja, a experiência adquirida, o conjunto de barragens-gravidade e os basaltos da Formação Serra Geral, margeiam os estudos hidrogeotécnicos a serem executados nas diferentes etapas da obra. Sua aplicação requer o uso das técnicas apresentadas no QUADRO 2.

Com aplicação desde a fase de projeto e prosseguimento até o enchimento do reservatório (FIGURAS 1 e 2), é possível alcançar conhecimento adequado do comportamento das percolações nas fundações, o que permite não só orientar o projeto, execução e controle das vedações (QUADRO 3), e drenagem (QUADRO 4), como também um controle mais adequado destas percolações durante a vida útil da obra.

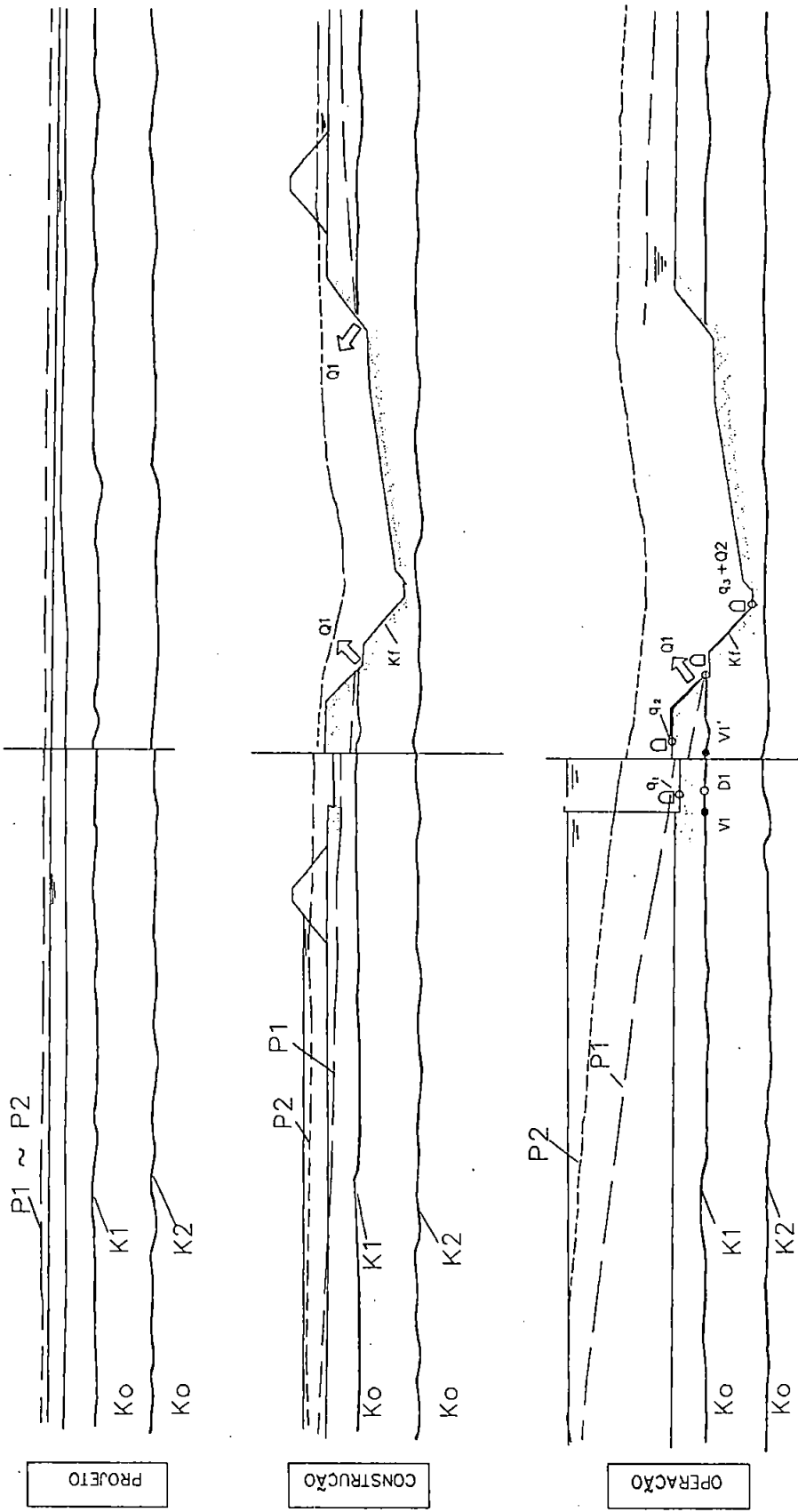
Sob a ótica desta metodologia, foram executados diversos estudos na Barragem de Taquaruçu que, num primeiro momento, caracterizaram hidrogeotecnicamente o maciço de fundação "in natura", particularmente as suas descontinuidades. Posteriormente, quantificaram-se as alterações impostas pela construção da obra e pelos tratamentos de fundação executados, bem como analisaram-se os efeitos do enchimento do reservatório quanto às vazões e subpressões nas fundações.



QUADRO 1 – Orientações para estudos hidrogeotécnicos. Exemplo para os casos de barragens de gravidade sobre basaltos da Formação Serra Geral (modificado de AZEVEDO et al., 1978 – in: OLIVEIRA, 1981).

TÉCNICAS DE CAMPO	TÉCNICAS DE ESCRITÓRIO	OBJETIVOS
<p>FASE DE PROJETO</p> <ul style="list-style-type: none"> - MAPEAMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE E AEROFOTOGEOLOGIA. - INVESTIGAÇÃO DE SUBSUPERFÍCIE: SONDAGENS ROTATIVAS, POÇOS E GALERIAS. - ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO. - ENSAIOS DE BOMBEEAMENTO. - IMPLANTAÇÃO DE REDE PIEZOMÉTRICA (POR DESCONTINUIDADE) E EXECUÇÃO DE MEDIDAS. 	<ul style="list-style-type: none"> - PLANTAS E SEÇÕES GEOLÓGICAS COM ESQUEMA DA BARRAGEM. - ESTUDO DAS PROPRIEDADES HIDROGEO-TÉCNICAS DOS COMPARTIMENTOS (DES-CONTINUIDADES E LITOLÓGICAS). - PLANTAS DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DAS PROPRIEDADES HIDROGEO-TÉCNICAS. - PLANTAS PIEZOMÉTRICAS POR COM-PARTIMENTO - MODELOS ANALÓGICOS E MATEMÁTICOS. 	<ul style="list-style-type: none"> - RECONHECIMENTO DA ESTRUTURA GEOLÓGICA LOCAL: COMPARTIMENTAÇÃO EM CAMADAS OU LITOLÓGICAS E DESCONTI-NUIDADES PRINCIPAIS. - IDENTIFICAÇÃO DE AFLORAMENTOS POSSÍVEIS DE DESCONTINUIDADES OU ESTRUTURAS VERTICAIS. - RELACIONAMENTO DA ESTRUTURA GEOLÓGICA COM AS FUNDA-ÇÕES PREVISTAS NO ANTEPROJETO. - CARACTERIZAÇÃO HIDROGEO-TÉCNICA DOS COMPARTIMENTOS (CAMADAS E DESCONTINUIDADES). - IDENTIFICAÇÃO DAS RELAÇÕES DE SEUS COMPORTAMENTOS EN-TRE SI E COMO NÍVEL D'ÁGUA DO RIO E DO FREÁTICO DAS OMBREIRAS. - PREVISÃO DOS EFEITOS DAS ESCAVAÇÕES (MODELO). - PREVISÃO DOS EFEITOS DO ENCHIMENTO (MODELO) - SUBPRESSÕES E VAZÕES E PROJETO DOS TRATAMENTOS E DA INSTRUMENTAÇÃO HIDROGEO-TÉCNICA.
<p>FASE DE CONSTRUÇÃO</p> <ul style="list-style-type: none"> - MEDIDAS DE VAZÃO NAS ESCAVAÇÕES E ACOMPANHAMENTO PIEZOMÉTRICO DOS SEUS EFEITOS. - ENSAIOS COM TRAÇADORES. - ENSAIOS HIDROGEO-TÉCNICOS GLOBAIS: MEDIDAS DE VAZÃO E ACOMPANHAMENTO PIEZOMÉTRICO DOS EFEITOS DE DRE-NAGENS CONTROLADAS (FASE DE CON-CRETAGEM). - ACOMPANHAMENTO DOS TRATAMENTOS. 	<ul style="list-style-type: none"> - GRÁFICOS DE VAZÕES E CARGAS PIEZOMÉTRICAS X TEMPO COM IDENTIFICAÇÃO DOS PRINCIPAIS EVENTOS CONSTRUTIVOS. - PLANTAS PIEZOMÉTRICAS. - MODELOS ANALÓGICOS AJUSTADOS AOS NOVOS CONHECIMENTOS. 	<ul style="list-style-type: none"> - 1ª AFERIÇÃO DO MODELO : CONFIRMAÇÃO DAS VAZÕES E DAS CONSEQÜENTES ALTERAÇÕES PIEZOMÉ-TRICAS COM AS ESCAVAÇÕES E CONCRETAGEM. - AJUSTES POSSÍVEIS DO PROJETO. - DEFINIÇÃO DOS EFEITOS DAS INJEÇÕES E DAS DRE-NAGENS NO QUADRO HIDROGEO-TÉCNICO. - DEFINIÇÃO DE SUBSÍDIOS PARA O PROGRAMA DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.
<p>FASE DE ENCHIMENTO</p> <ul style="list-style-type: none"> - AUSCULTAÇÃO HIDROGEO-TÉCNICA ME-DIDAS DE VAZÃO E CARGAS PIEZO-MÉTRICAS. 	<ul style="list-style-type: none"> - GRÁFICOS DE VAZÃO E DE CARGAS PIEZOMÉTRICAS X TEMPO COM A EVOLUÇÃO DOS NÍVEIS DE MONTANTE E JUSANTE. - PLANTAS PIEZOMÉTRICAS. - MODELOS ANALÓGICOS AJUSTADOS AOS RESULTADOS DO ENSAIO EM VERDADEIRA GRANDEZA. 	<ul style="list-style-type: none"> - 2ª AFERIÇÃO DO MODELO : CONFIRMAÇÃO DOS EFEITOS DO ENCHIMENTO E VERIFICAÇÃO DAS PREVISÕES. - ORIENTAÇÃO PARA TRATAMENTOS COMPLEMENTARES EVENTUAIS. - ORIENTAÇÕES PARA O CONTROLE DAS PERCOLAÇÕES DURANTE A VIDA ÚTIL DA OBRA.

QUADRO 2 - Técnicas de investigação e respectivos objetivos nas diversas fases de construção da barragem, segundo orientações do QUADRO 1 (modificado de AZEVEDO et al. 1978 - in OLIVEIRA, 1981).



- K0 - camada basáltica praticamente impermeável
- K1 e K2 - descontinuidades de alta permeabilidade ($K1 \sim K2 \gg K0$)
- Kf - zona de permeabilidade pouco superior a K0 ($Kf > K0$)
- P1,2 - linhas piezométricas das descontinuidades K1 e K2
- Q1,2 - vazões relativas às descontinuidades K1 e K2
- q1,2,3 - vazões relativas às camadas basálticas (K0 e Kf)
- - V - vedação (cortina de injeções)
- o - D - drenagem (rede de drenagem profunda)
- e - - meios canos (rede de drenagem superficial)

FIGURA 1 - Modelo de análise hidrogeotécnica em fundações basálticas (OLIVEIRA, 1981)

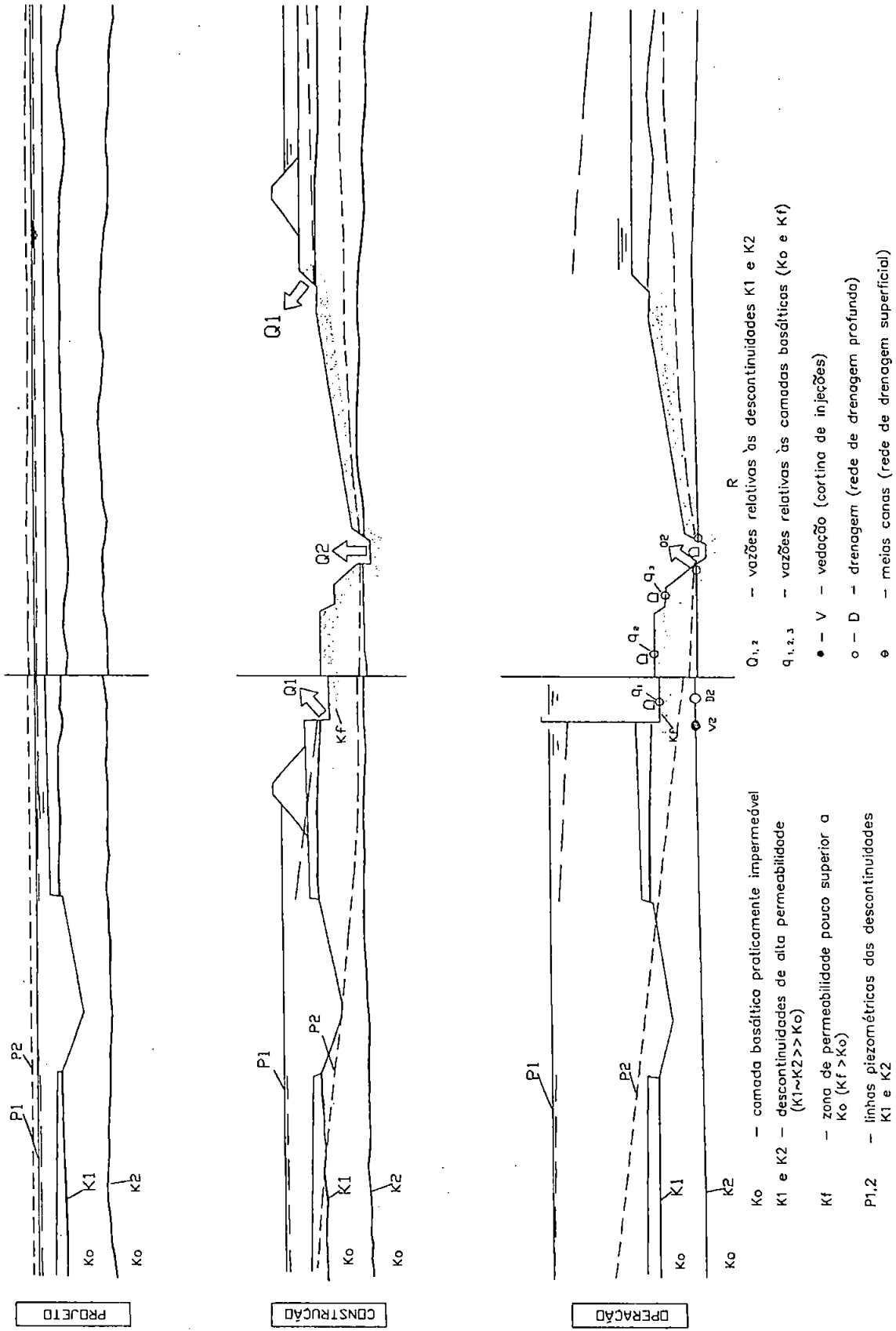
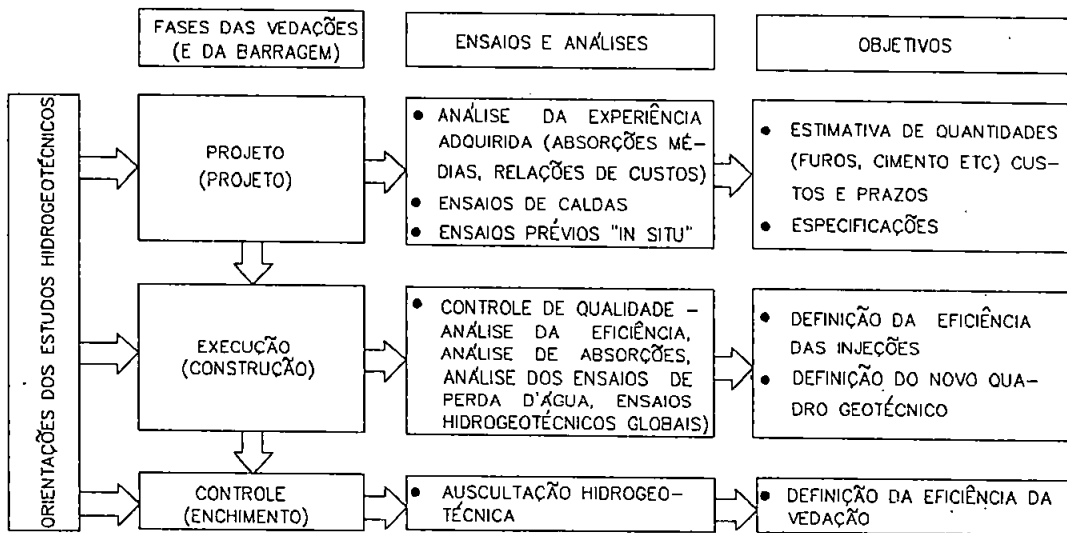
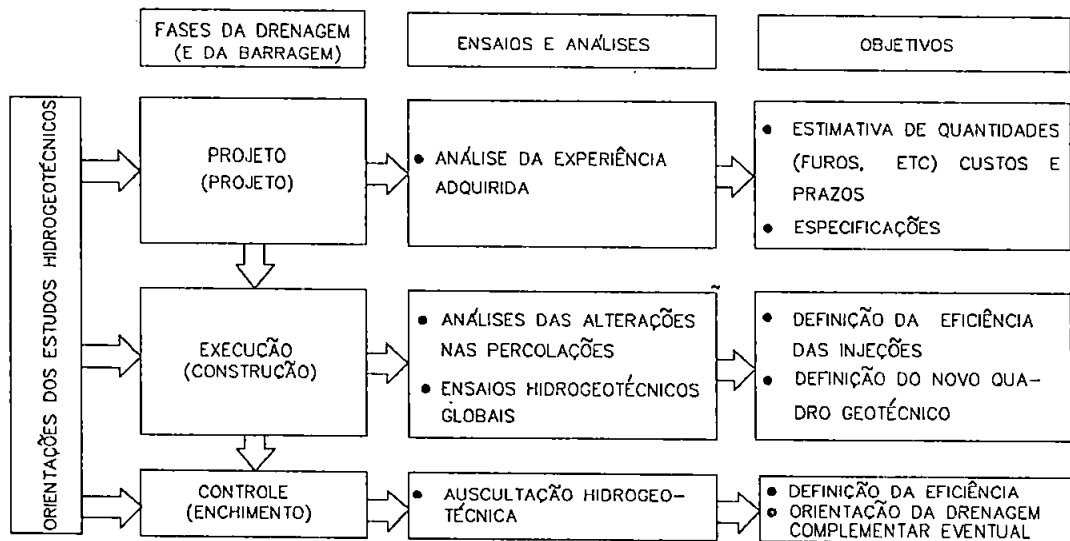


FIGURA 2 - Modelo de análise hidrogeotécnica em fundações basálticas (OLIVEIRA, 1981)



QUADRO 3 - Orientações para o projeto, execução e controle das vedações (Modificado de AZEVEDO e outros, 1978 - in OLIVEIRA, 1981).



QUADRO 4 - Orientações para o projeto, execução e controle de drenagem (OLIVEIRA, 1981).

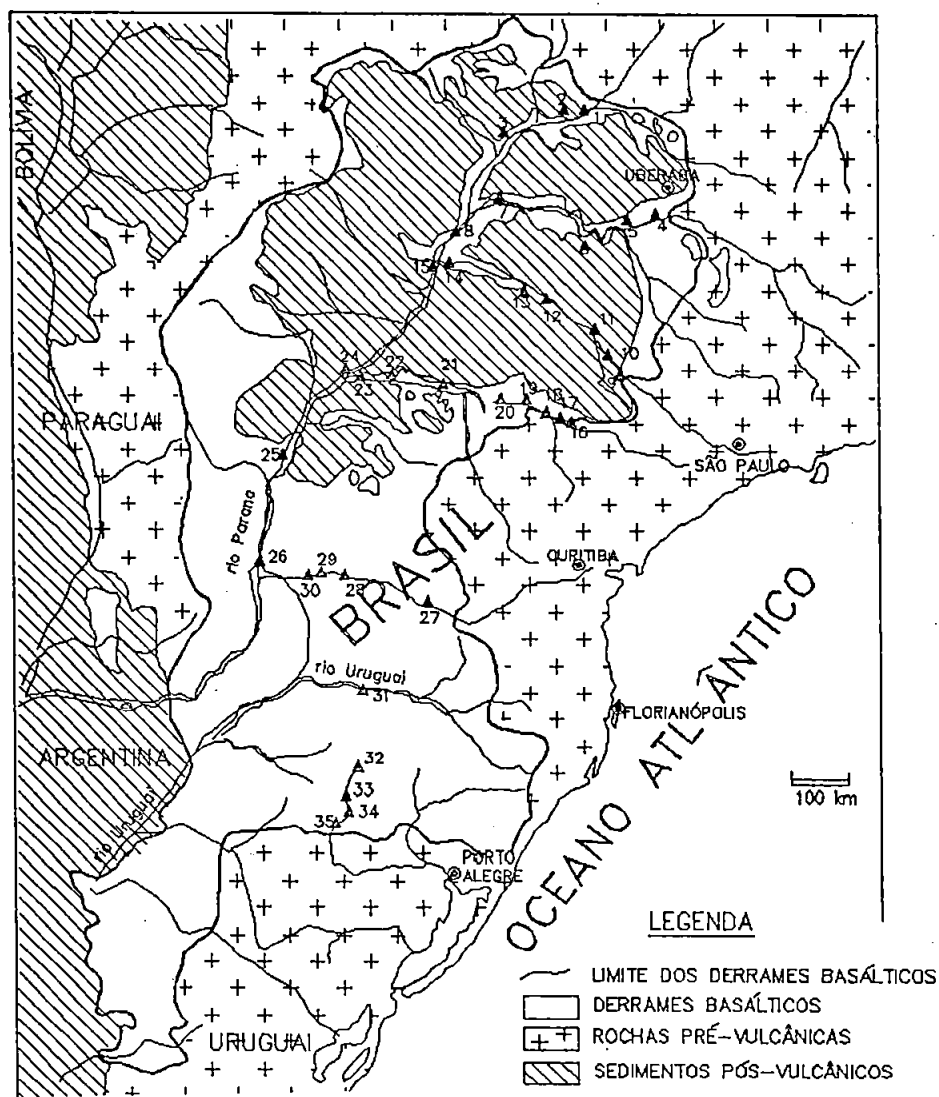
Os estudos basearam-se nos procedimentos comuns de investigação geológico-geotécnica em fundações de barragens (sondagens rotativas, ensaios de perda d'água sob pressão e rede piezométrica) tratados segundo técnicas usuais de escritório (plantas, seções, gráficos, etc.), e foram mais detalhados nas fundações da tomada d'água, devido às condições inerentes à própria obra (geometria das escavações, condições de acesso, etc.)..

A análise dos resultados obtidos nestes estudos constituiu-se no objetivo desta Dissertação.

2 ASPECTOS HIDROGEOTÉCNICOS DOS BASALTOS DE INTERESSE À FUNDAÇÃO DE BARRAGENS

A engenharia nacional assitiu, em pouco mais de duas décadas (de 60 e 70), à construção de mais de três dezenas de barragens grande parte do tipo terra-gravidade, na Bacia do Paraná. Esta província geomorfológica se estende por todo o Sul e Sudeste do país, onde afloram, por extensa área, os basaltos (FIGURA 3). Constituídos por uma sucessão de derrames, com espessuras unitárias variando desde poucos metros até dezenas de metros, os basaltos somam uma espessura total da ordem de 1700 m (ALMEIDA, 1983). De idade do Cretáceo Inferior (120 a 130 milhões de anos (ALMEIDA, op.cit.)), os basaltos da Formação Serra Geral, recobrem os arenitos da Formação Botucatu e são, em parte, recobertos pelos sedimentos do Grupo Bauru, particularmente em São Paulo, Minas Gerais, Mato Grosso do Sul e Goiás.

Estudados por LEINZ em 1949, já em 1950, para o projeto da Barragem de Salto Grande (PICHLER, 1950 e 1952), iniciaram-se estudos mais pormenorizados de diversos aspectos litológicos, texturais e estruturais de interesse à engenharia, dentre os quais, aqueles que mais importam à percolação em fundações de barragens, serão aqui vistos com mais detalhe.



- | | | |
|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| 1 - Itumbiara | 13 - Nova Avanhandava | 25 - Ilha Grande |
| 2 - Cachoeira Dourado | 14 - Três Irmãos | 26 - Itaipu |
| 3 - São Simão | 15 - Jupia | 27 - Foz do Areia |
| 4 - Volta Grande | 16 - Jurumirim | 28 - Salto Santiago |
| 5 - Porto Columbio | 17 - Piraju | 29 - Salto Ozório |
| 6 - Marimbondo | 18 - Xavantes | 30 - Foz do Chupim |
| 7 - Água Vermelha | 19 - Salto Grande | 31 - Passo Fundo |
| 8 - Ilha Solteira | 20 - Canoas | 32 - Jacuí |
| 9 - Barra Bonita | 21 - Capivara | 33 - Passo Real |
| 10 - Bariri | 22 - Taquaruçu | 34 - Maia Filho |
| 11 - Ibitinga | 23 - Rosana | 35 - Itaúba |
| 12 - Promissão | 24 - Porto Primavera | |

FIGURA 3 - Ocorrência dos derrames basálticos na bacia do Paraná e principais barragens.

2.1 Características Geológicas dos Maciços Basálticos

Conforme ressaltado por OLIVEIRA (op.cit.), é importante considerar os aspectos genéticos dos derrames basálticos e de suas estruturas singenéticas, como embasamento das interpretações dos comportamentos hidrogeológicos e hidrogeotécnicos destes.

Com efeito, os basaltos são formados por extrusão de lavas na superfície da crosta, em eventos intermitentes no tempo e no espaço, numa superposição de vários derrames, originando assim um primeiro tipo de descontinuidade, que são os contatos entre derrames (OLIVEIRA, op.cit.). São, contudo, os fenômenos de escoamento e resfriamento à superfície, os responsáveis pela gênese das estruturas presentes em cada derrame, sendo estas fortemente condicionadas por diversos aspectos intrínsecos a cada evento magmático, tais como, composição química do magma, velocidade de resfriamento, espessura do derrame, dentre outros. Somam-se a estes, aspectos relativos à própria superfície de escoamento (forma do relevo, presença ou não de água e de materiais detríticos, etc.) aos quais pode ser debitada a ocorrência de inúmeras feições geológicas nos basaltos. Esforços tectônicos, ou mesmo esforços originados pela simples evolução do relevo, podem introduzir novas estruturas, ou desarticular estruturas presentes, criando fortes anisotropias no interior dos maciços.

Dado que as estruturas nos derrames basálticos são essencialmente singenéticas, estas estão sempre presentes, qualquer que seja a profundidade a que o derrame se encontre, embora a

maiores profundidades o confinamento-lhes possa conferir menor expressão geotécnica.

Mesmo que inúmeras feições peculiares possam ser descritas nos maciços basálticos, são efetivamente as descontinuidades e, secundariamente estruturas e/ou litologias típicas da região dos contatos, as que se apresentam como as mais importantes quanto à percolação.

Em cada derrame individual, cuja espessura pode variar de 3,0 a 5,0 m até cerca de uma centena de metros, podem-se distinguir alternâncias texturais e estruturais bem definidas onde basaltos vesiculares e/ou amigdaloidais ocupam preferencialmente as bordas do derrame (topo e base), e o basalto compacto ocupa a sua faixa central, representando cerca de 2/3 da espessura total (GUIDICINI e CAMPOS, 1968). Na porção vesicular da base do derrame há uma tendência à ocorrência de um intenso fissuramento horizontal, ao contrário da parte superior, onde, apesar da forte tendência a um fraturamento horizontal, este é mais irregular. O corpo compacto do derrame é caracterizado por um diaclasamento colunar típico, originado por contração durante o resfriamento da lava. É reconhecida uma certa ordem no desenvolvimento das juntas que formam as colunas (SPRY, 1962 e MACDONALD, 1967)). As primeiras a se formarem são as denominadas "juntas-mestras", que podem se desenvolver por dezenas de metros, e cortar praticamente todo o derrame. Após estas, a rocha é fragmentada, por mega-colunas, com cerca de 5,0 m de diâmetro e são, posteriormente, refragmentadas em colunas menores. Uma intensa rede de microfraturas pode ainda se instalar no interior de cada coluna. Geralmente, as fraturas deste

sistema colunar são preenchidas por materiais rígidos, tais como calcita, zeolita, argilo-minerais (SANTOS e RUIZ, 1963) e, mais raramente, por materiais detríticos provindos dos horizontes intertrapeanos. Estes materiais de preenchimento, apesar de bastante frágeis, promovem uma perfeita ligação entre as paredes das fraturas, tornando-as, quando são, perfeitamente estanques.

No corpo dos derrames, verifica-se com certa frequência a ocorrência de juntas contínuas, bem definidas e de andamento horizontal a sub-horizontal, localizadas no núcleo compacto destes, que se estendem por centenas de metros, paralelos a subparalelos aos contatos interderrames. SPRY (op.cit.) reconhece que através destas descontinuidades há uma mudança abrupta no tamanho e atitude das colunas, sendo sua origem atribuída a mecanismos durante o resfriamento da lava. GUIDICINI e CAMPOS (op.cit.) e BAGOLINI (1971) atribuem a origem de tais descontinuidades a zonas de fluxo diferencial no interior do derrame, denominando-as de "juntas-falhas". Outros autores ainda (BJORNBERG e MEISMITH, 1975, GUIDICINI e BARROS, 1981) advogam a hipótese destas juntas se terem originado a partir do alívio de tensões confinantes, devido à evolução do relevo.

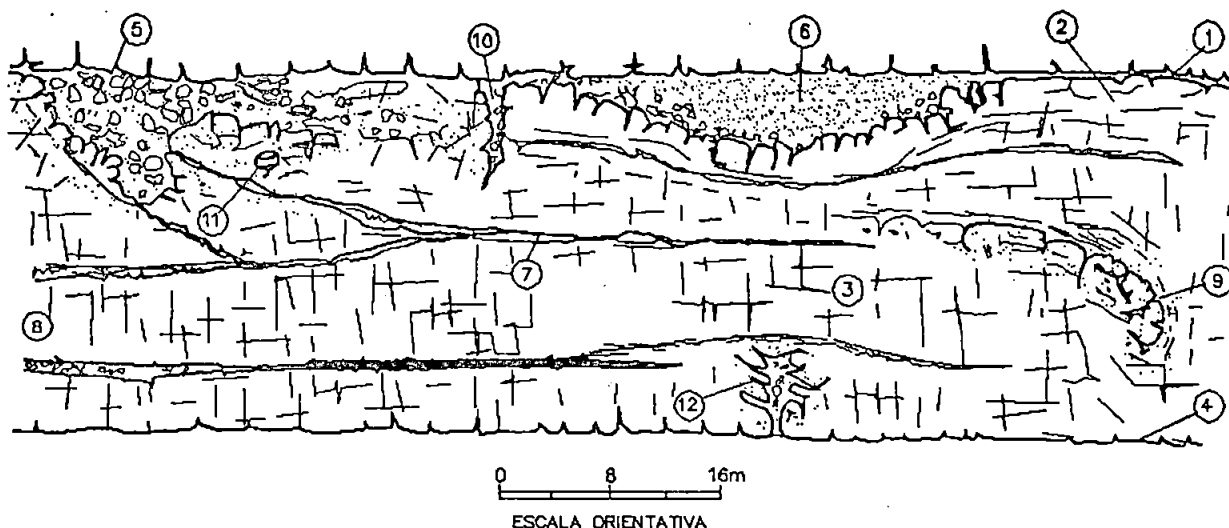
Ainda no corpo do derrame, são reconhecidas, mais raramente, faixas rochosas que apresentam todas as características dos derrames unitários, com espessuras em geral de poucos metros e continuidade de dezenas a centenas de metros, e que, lateralmente, perdem as suas características de derrame ou derrames unitários e desaparecem, integrando-se a derrames de maior possança. Tais derrames, reconhecidos pela primeira vez por NICHOLS (1936), e por

ele denominados "unidades de fluxo", foram mais tarde reconhecidos e denominados por GUIDICINI (1970) "derrames secundários". Também denominados subderrames por MOLLER e CABRERA (1976), tais horizontes rochosos, pelas suas características de fluxo unitário, podem apresentar as mesmas estruturas de derrames convencionais.

BRITO (1971), MOLLER e CABRERA (op.cit.), ARAÚJO (1982), MARQUES et al.(1987), MANO (1987) e outros autores descrevem outras estruturas e litologias, tais como tubos, túneis, trincas, espiráculos, "necks" vulcânicos, "pillow" lavas, brechas sedimentares das mais variadas matrizes, que apresentam importância quando presentes, mas de ocorrência menos generalizada.

Falhamentos decorrentes de tectonismo têm sido descritos por vários autores (LEINS, 1949; LUDWIG e outros, 1978; HARBERLENER, 1983), associados ou não a intrusivas básicas, e podem-se constituir em importantes condicionantes geotécnicos, quando presentes.

Um derrame basáltico hipotético, apresentando diversas feições litológicas e estruturais, caso todas elas ocorressem em um único derrame, é apresentado na FIGURA 4.



1 - CONTATO ENTRE DERRAMES

Fenda de abertura aparente centimétrica, de grande extensão lateral. Pode conter ou não material de preenchimento. Nivel principal de percolação d'água.

2 - ZONA DE BASALTO VESICULAR

Zona característica do topo do derrame. Fraturamento irregular. Zona com elevada porosidade vacuolar (fechada). Porosidade efetiva baixa.

3 - ZONA DE BASALTO COMPACTO

Zona que constitui o núcleo do derrame, ocupando em média 2/3 partes de sua espessura. Quando o derrame é delgado (até 8 ou 12 m) o fraturamento é, via de regra, irregular. Quando tem mais espessura (mais de 12 ou 15 m), o diaclasamento apresenta um padrão definido pela conjugação de uma família horizontal com duas ou mais verticais que leva à formação do colunamento típico. Estas diaclases se apresentam geralmente fechadas ou soldadas por materiais rígidos. A zona de basalto compacto se comporta como praticamente impermeável em relação às estruturas que nela podem ocorrer (juntas-falhas, faixas fraturadas, etc.).

4 - ZONA DA BASE DO DERRAME

Pode ser vesicular ou não. Pode apresentar fraturamento acentuado, paralelamente ao contato, podendo adquirir aspectos de verdadeira laminação. Fraturas, em geral soldadas por calcita.

5 - ZONAS DE BRECHA OU DE LAVA AGROMERÁTICA

Ocorrem com maior freqüência na zona do topo, mas também podem ocorrer no núcleo do derrame. Têm as forma de bolsões ou lentes. São constituídas por fragmentos de basalto, vesiculares ou compactos, envoltos por matriz de natureza variável que qualifica a brecha: argilosa, calcária, sílica. A matriz de lava aglomerática é outro basalto que se diferencia dos blocos pela cor, textura ou intensidade de vesículas. Quando alteradas ou lixiviadas, apresentam caminhos preferenciais de percolação em canalículos que se distribuem e se anastomosam irregularmente na zona.

6 - SEDIMENTO INTERTRAPEANO

Ocorre entre um e outro derrame, na forma de lentes ou bolsões, com granulação de argila a areia, sendo o silte o mais freqüente. Graus de compactidade ou cimentação (silicificação, em geral) variáveis induzem porosidades também variáveis.

7 - FAIXAS FRATURADAS

Ocorrem com grande extensão lateral (dezenas a centenas de metros) com altitude sub-horizontal. O fraturamento, no interior das faixas, destaca blocos de forma tabular muitas vezes terminando em cunha e imbricados. Em geral, estes blocos apresentam faces alteradas ou oxidadas e películas argilosas. Podem-se associar e/ou constituir verdadeiras juntas-falhas. Representam, no corpo do derrame, zonas de percolação preferencial.

8 - "JUNTA-FALHA"

Estrutura tão importante ou mais que os contatos no quadro geral de descontinuidades dos derrames, ocorrem como uma verdadeira falha de andamento sub-horizontal. A caixa de falha com espessura decimétrica é constituída por fragmentos angulosos de basalto. A matriz pode ser argilosa ou calcária. Constitui, em geral, horizonte de franca percolação d'água.

9 - DERRAME SECUNDÁRIOS OU SUBDERRAMES

Estruturas de desagregação interna no derrame com reabsorções parciais. Associadas a falsos contatos. Diferencia-se dos derrames principais pela pequena extensão lateral e por estarem praticamente englobados nestes. Podem-se constituir em horizontes importantes de percolação.

10 - TRINCAS, CUNHAS

Estruturas típicas do topo de derrame, podendo atingir alguns metros de profundidade e dezenas de metros de extensão. Encontram-se preenchidas por material típico de brecha. Comportam-se como zonas de brecha.

11 - TÚNEL, TUBO

Ocorrem na forma de cavidades lineares com dezenas de metros de extensão e diâmetro variável de centimétricos (tubo) a alguns metros (túnel).

12 - ESPIRÁCULO

Intrusões irregulares de material clástico.

FIGURA 4 - Derrame basáltico hipotético apresentando suas principais feições litológicas e estruturas edificado de OLIVEIRA, 1981).

2.2 Permeabilidade dos Maciços Basálticos

Nos maciços basálticos a permeabilidade e a circulação d'água são fortemente condicionadas aos tipos de porosidade existentes, sendo estas características de cada horizonte litológico e/ou estrutura presente nos derrames. Assim, identificam-se de imediato diversos tipos de porosidade, conforme a porção do maciço que se pretende analisar. Na zona do topo dos derrames, conforme a predominância do tipo litológico, verifica-se a ocorrência de porosidade intersticial, característica dos sedimentos intertrapeanos, sendo esta mais ou menos efetiva, conforme o grau de cimentação que este material apresenta. Em sedimentos fortemente cimentados a porosidade intersticial pode ceder lugar à porosidade de fraturas. Nas brechas basálticas, ainda na zona do topo dos derrames, o tipo de porosidade é função da matriz e do grau de cimentação destas. Assim, brechas basálticas de matriz detrítica podem apresentar porosidade intersticial, ao contrário das brechas calcárias que, conforme o grau de lixiviação a que foram submetidas, podem apresentar porosidade de fraturas ou de canais, sendo estes aleatoriamente distribuídos na matriz. Quando o grau de lixiviação é muito intenso, podem-se desenvolver as denominadas "brechas cavernosas" nas quais a matriz é praticamente inexistente. Nos basaltos vesiculares predomina a porosidade do tipo vacuolar, essencialmente fechada, onde a circulação se faz através de fraturas. No núcleo compacto do derrame o tipo de porosidade predominante é a porosidade de fraturas, distinguindo-se aqui as fraturas do colunamento típico,

daquelas de grande extensão lateral, onde a circulação d'água é mais franca.

Diversos autores já assinalaram a forte anisotropia da permeabilidade nos maciços basálticos, sendo esta permeabilidade mais acentuada ao longo das estruturas sub-horizontais que nos maciços que as contêm. Tal fato já chamava a atenção dos primeiros pesquisadores ao indicarem as zonas de surgência d'água associadas aos contatos interderrames. Além destes, destacam-se as zonas fraturadas de grande extensão lateral, como as principais estruturas de fluxo d'água (FIGURA 5).

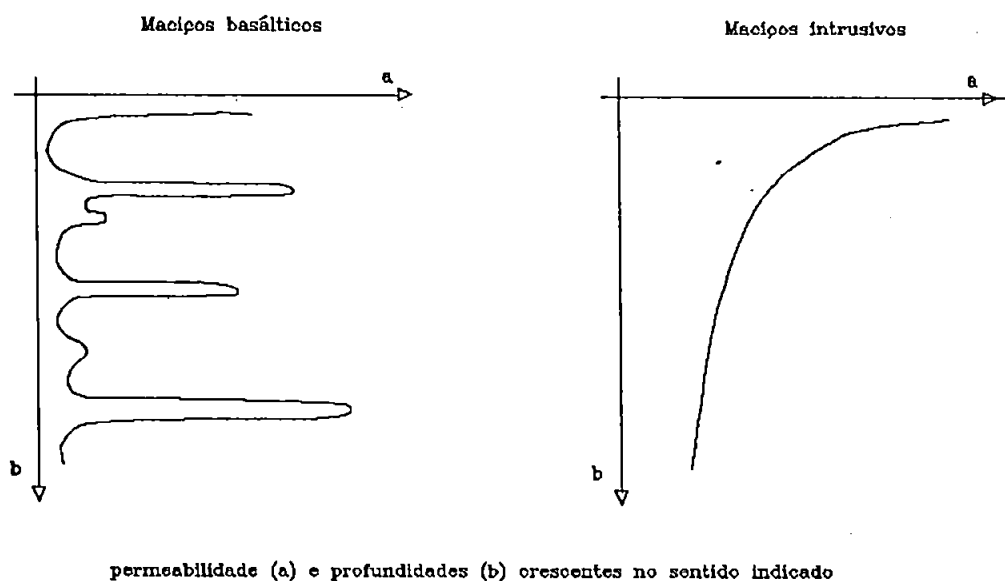


FIGURA 5 - Comparação teórica das distribuições da permeabilidade, em profundidade, entre os maciços basálticos e os intrusivos (OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976).

Com efeito, ensaios de permeabilidade executados em diversos locais indicam os contatos interderrames e zonas fraturadas de grande extensão lateral como as mais permeáveis do maciço. Ensaio de perda d'água sob pressão têm levado diversos autores a atribuir a estas feições condutividades hidráulicas variáveis desde 10^{-6} cm/s até condutividades da ordem de 10^{-2} cm/s, sendo comum a ocorrência de vazões que superam, em muito, a capacidade dos equipamentos usuais de ensaio. Tais resultados, independente das conhecidas limitações dos ensaios de perda d'água sob pressão, refletem as condições de percolação nestes horizontes: "uma verdadeira rede de percolação subálvea onde zonas absolutamente estanques se entremeiam com digitações e caminhos altamente preferenciais" (GUIDICINI, 1969).

No sentido de superar as limitações dos ensaios de perda d'água sob pressão e se obterem valores de permeabilidade que reflitam os reais parâmetros do meio, a execução de ensaios de bombeamento em poços ou ensaios com traçadores tem levado à obtenção de valores de condutividade hidráulica significativamente maiores que os observados nos ensaios de perda d'água: em Promissão, ensaios com traçadores indicaram condutividade hidráulica nos contatos que variaram entre 10 a 100 cm/s; em Ilha Solteira, ensaios semelhantes assinalaram velocidades de percolação no contato em torno de 10^{-1} cm/s com gradiente entre 10^{-2} e 10^{-3} (in OLIVEIRA, op.cit.). Em Porto Primavera, os valores da condutividade, obtidos com a utilização destas técnicas foram de 0,1 cm/s a 3,0 cm/s (TRESSOLDI, 1987).

As brechas basálticas, devido ao fato de que podem apresentar distintas matrizes, com distintos graus de cimentação e graus variáveis de alteração/lixiviação, apresentam valores de permeabilidade extremamente variados. Ensaio de bombeamento têm resultado em permeabilidades nesta litologia da ordem de 10^{-4} cm/s ou menores (BARBI, 1983), embora permeabilidades bastante superiores tenham sido verificadas, tais como 10^{-2} cm/s (FERNANDES, 1976).

A ocorrência restrita de bancos espessos de arenito intertrapeano resulta em um pequeno número de dados de permeabilidade nesta litologia. GUIDICINI (op.cit.) atribuiu-lhe valores de 10^{-4} cm/s.

As demais litologias, ou seja, basaltos vesiculares e compactos apresentam, em geral, permeabilidades inferiores a 10^{-5} cm/s, mostrando-se praticamente estanques em relação às discontinuidades (contatos interderrames e juntas de grande continuidade lateral).

Outras estruturas, tais como trincas, tubos, túneis podem, em certos locais, se constituírem em horizontes ou caminhos preferenciais de percolação, mas faltam dados para caracterizá-los quanto à permeabilidade (OLIVEIRA, 1981).

Os valores de permeabilidade dos maciços basálticos e a condutividade hidráulica de suas discontinuidades, que têm sido obtidos em várias obras da Bacia do Paraná, podem ser visualizadas nas TABELAS 1 e 2.

TABELA 1 - Valores de permeabilidade em litologias basálticas obtidas em várias barragens (modificado de OLIVEIRA, 1981).

BARRAGEM (REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA)	ESTRUTURA OU ZONA DA BARRAGEM	VALORES MAIS FREQUENTES DE K EQUIVALENTE OU PERDA D'ÁGUA ESPECÍFICA			OBSERVAÇÕES
		BASALTO COMPACTO	BASALTO VESICULAR	BRECHA BASÁLTICA	
PORTO COLÔMBIA (1)	Barragem de terra-margem direita	$4,7 \times 10^{-4}$ cm/s	$1,4 \times 10^{-4}$ cm/s	$6,0 \times 10^{-6}$ cm/s	
	Barragem de terra-margem esquerda	$1,5 \times 10^{-4}$ cm/s	$4,5 \times 10^{-5}$ cm/s	-	
SALTO OSÓRIO (2)	Barragem de enrocamento	1,3 a 1,6 l/min/m/atm	-	-	Ensaio em furos da cortina de injeção.
JUPIÁ (3)	Fundações em geral	-	-	-	$3,3 \times 10^{-4}$ cm/s a $1,6 \times 10^{-3}$ cm/s (não discriminadas as lito- logias ou estruturas).
ILHA SOLTEIRA (4)	Estruturas de concreto	$< 5,0 \times 10^{-4}$ cm/s	-	$< 5,0 \times 10^{-4}$ cm/s	Com zonas de média ($5,4 \times 10^{-3}$ a $5,0 \times 10^{-4}$ cm/s) a alta per- meabilidade ($5,0 \times 10^{-3}$ cm/s)
IBITINGA (5)	Estruturas de concreto	10^{-6} cm/s	-	-	-
PROMISSÃO (6)	Estruturas de concreto	10^{-6} cm/s	-	-	-
ÁGUA VERMELHA (7)	Estruturas de concreto	10^{-5} cm/s	-	-	Estrutura circular $k_h = 10^{-3}$ a 10^{-2} cm/s ($K_v = K_h$)
NOVA AVANHANDAVA (8)	Estruturas de concreto	$< 1,1 \times 10^{-3}$ cm/s $< 8,8 \times 10^{-3}$ cm/s (DERRAMES II e III)	$< 6,3 \times 10^{-4}$ cm/s (DERRAME II)	$< 2,9 \times 10^{-2}$ cm/s (DERRAME I)	Ensaio em furos da cortina de injeção.
NOVA AVANHANDAVA (9)	Fundações em geral	$< 10^{-6}$ cm/s (Todos os derrames)	$< 10^{-6}$ cm/s	-	-
TRÊS IRMÃOS (10)	Barragem de terra-margem direita	$< 4,9 \times 10^{-4}$ cm/s	$< 8,6 \times 10^{-4}$ cm/s	$< 3,6 \times 10^{-4}$ cm/s	Com pontos de altas permea- bidades ($K > 10^{-3}$ cm/s)
ITAIPU (11)	Estruturas de concreto	$< 0,1$ l/min/m/atm	$< 0,1$ l/min/m/atm	Variável	-

(1)- BORDEAUX et al (1975)

(2)- MARQUES FILHO et al (1972)

(3)- GUIDICINI e USSAMI (1969)

(4)- CAMARGO (1969)

(5)- GUIDICINI et al (1970)

(6)- OLIVEIRA e CORRÊA F^a (1976)

(7)- ARAÚJO et al (1977)

(8)- MARRANO et al (1984)

(9)- MANO (1987)

(10)- MEISMITH et al (1981)

(11)- GOMBOSSY et al (1981)

TABELA 2 - Valores de condutividade hidráulica em contatos interderrames e juntas horizontais de grande extensão lateral (modificado de OLIVEIRA, 1981).

BARRAGEM (REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA)	ESTRUTURA OU ZONA DA BARRAGEM	VALORES MAIS FREQUENTES DE K EQUIVALENTE OU PERDA D'ÁGUA ESPECÍFICA		OBSERVAÇÕES
		CONTATOS	JUNTAS HORIZONTAIS	
PORTO COLÔMBIA (1)	Barragem de terra-margem direita	$5,1 \times 10^{-4}$ cm/s	-	-
	Barragem de terra-margem esquerda	$9,0 \times 10^{-4}$ cm/s	-	-
VOLTA GRANDE (2)	Estruturas de concreto	1,0 l/min/m/atm	1,0 a 2,0 l/min/m/atm	Valor médio 1,0 l/min/m/atm = 10^{-4} cm/s
ILHA SOLTEIRA (3) (4)	Estruturas de concreto eclusa	1 a 10 cm/s	$5,0 \times 10^{-3}$ cm/s	-
IBITINGA (5)	Estruturas de concreto	10^{-4} cm/s	$>10^{-2}$ cm/s	-
PROMISSÃO (6)	Estruturas de concreto	$>10^{-2}$ cm/s	-	-
ÁGUA VERMELHA (7) (8)	Estruturas de concreto ombreira direita	10^{-3} a 10^{-2} cm/s 10^{-1} a 10^{-2} cm/s	- -	- -
NOVA AVANHANDAVA (9)	Estruturas de concreto	-	$<5,8 \times 10^{-3}$ cm/s(300) $<2,2 \times 10^{-3}$ cm/s(305) $<1,5 \times 10^{-4}$ cm/s(310)	Juntas das cotas 300,305,310; Ensaio em furos da cortina de injeção
NOVA AVANHANDA (10)	Fundações em geral	$>10^{-2}$ cm/s(IeII) 10^{-4} a 10^{-5} (II/III) 10^{-5} a 10^{-6} (III/IV)	$<10^{-2}$ cm/s(300) $<10^{-6}$ cm/s(305) $<10^{-6}$ cm/s(310)	Contatos entre derrames I/II, II/III e III/IV
ITAIPU (11)	Estruturas de concreto	$>1,0$ l/min.m.kg/cm ²	$>1,0$ l/min.m.kg/cm ²	-
PORTO PRIMAVERA (12)	Estruturas de concreto	-	0,1 a 3,0 cm/s	-

(1)- BORDEAUX et al (1975)

(2)- BRITO (1971)

(3)- NUSKE (1970)

(4)- SANCHES et al (1975)

(5)- GUIDICINI et al (1970)

(6)- OLIVEIRA e CORRÊA F^a (1976)

(7)- SILVA et al (1978)

(8)- BJORNBERG et al (1980)

(9)- MARRANO et al (1984)

(10)- MANO (1987)

(11)- GOMBOSSY et al (1981)

(12)- TRESSOLDI (1987)

Os maciços compactos dos derrames basálticos apresentam um colunamento típico, cujas diáclases isolam colunas com dimensões desde uma dezena de centímetros até cerca de 1,0 m. Em profundidade, as colunas são intersectadas por fraturas (diáclases horizontais), espaçadas desde poucos decímetros até mais de 1,0 m. Esta geometria particular confere aos basaltos compactos a propriedade de possuírem condutividades hidráulicas verticais superiores às horizontais. Contudo, mesmo em maciços compactos densamente fraturados, perturbados ou desarticulados por fenômenos ocorridos após o seu resfriamento (tectonismo, fogo de desmonte, etc.), nos quais os ensaios mostram permeabilidades relativamente elevadas (da ordem de 10^{-2} cm/s), pode-se demonstrar que a sua rede de fraturas é ainda suficientemente fechada para ser tratada, ao menos pelos meios usuais de injeção. Com efeito, sabendo-se que:

$$K_m = \frac{e}{b} K_f + K_r \quad (1)$$

sendo K_m = permeabilidade do maciço

e = abertura das fraturas

b = espaçamento entre fraturas

K_f = condutividade hidráulica da fratura $ge^2/12v$

K_r = permeabilidade da matriz rochosa (tende a 0)

e admitindo-se um maciço com um grau de fraturamento igual a 10 fraturas por metro ($b = 10$), ou mesmo 20 fraturas por metro ($b = 5$ cm) a abertura equivalente e das fraturas será da ordem de 0,02 cm,

abaixo do limite de injetabilidade de fraturas pelas técnicas usuais de injeção de cimento.

O mesmo raciocínio pode-se aplicar aos basaltos vesiculares, mesmo aqueles intensamente fraturados (laminados) da base dos derrames.

Por outro lado, os valores de condutividade hidráulica que têm sido atribuídos às descontinuidades são, em geral, bastante inferiores aos valores reais destas feições. Isto tem sido demonstrado sistematicamente quando são executados ensaios de bombeamento, ou outros ensaios. Mesmo se conhecendo as limitações dos ensaios de perda d'água sob pressão, a origem destas discrepâncias está em atribuir ao trecho ensaiado (quando do cálculo da perda d'água específica), o valor correspondente à distância entre o obturador e o fundo do furo (ou entre os obturadores, no caso de obturador duplo) ao invés da espessura da feição que é responsável pela absorção da água. Estas, na maioria dos casos, estão encaixadas em maciços praticamente impermeáveis.

2.3 Injetabilidade dos Maciços Basálticos

"Observamos que os diferentes tipos de rocha (basalto compacto, vesicular, arenito) não foram determinantes nos efeitos das absorções. O que maior influência teve foi o efeito das escavações: as explosões abalaram a parte superficial do maciço e as maiores absorções se encontram justamente nos trechos superiores das injeções. Somente os contatos entre derrames parecem ter alguma

influência". GUIDICINI (op.cit.), lança assim as primeiras idéias sobre a injetabilidade dos maciços basálticos.

Embora outros autores tenham se detido a analisar os tratamentos das fundações basálticas, AZEVEDO et al. (op.cit.), ao sintetizarem a experiência acumulada com as injeções executadas nas fundações de onze barragens brasileiras, estabeleceram a susceptibilidade dos maciços basálticos às injeções por calda de cimento.

Partindo do princípio de que somente experiências comuns a um mesmo meio físico são comparáveis, aqueles autores compartimentaram as fundações basálticas segundo aspectos estruturais e litológicos, com o objetivo de estabelecer correlações entre feições semelhantes. Assim, os denominados "compartimentos geológicos" teriam comportamentos semelhantes ou diferentes ante as injeções, possibilitando uma análise mais adequada.

Por outro lado, a execução de uma cortina de vedação resulta na conjugação de diversos aspectos técnicos que envolvem o estabelecimento da geometria da cortina, escolha de caldas, pressões de injeção, critérios de recusa de calda, etc. (GUIDICINI e ANDRADE, op.cit.). Com o objetivo de permitir uma análise comparativa, AZEVEDO et al. (op. cit.) definiram os denominados "procedimentos técnicos", que são porções do maciço de fundação onde foram aplicadas as mesmas técnicas de injeção. A definição destes procedimentos foi baseada em especificações de projeto e em parâmetros significativos das cortinas analisadas.

De posse destes conceitos, a análise de cerca de 6 300 furos e 100 000 m de furos injetados envolveu basicamente os seguintes aspectos: análise comparativa dos vários procedimentos técnicos utilizados para cada litologia ou estrutura, bem como o comportamento destas estruturas ou litologia ante as injeções.

A partir da análise efetuada, concluem aqueles autores:

- as absorções verificadas no contato rocha x concreto são bastante irregulares, ressaltando-se a influência das condições geológicas próximas ao contato rocha x concreto nos resultados das injeções. Neste horizonte, quando os efeitos da escavação não são reduzidos pelo uso do pré-fissuramento, podem ocorrer absorções elevadas. Absorções médias de 30 kg/furo ou 10 kg/m.
- as absorções de cimento em basaltos compactos ou vesiculares com fraturamento sem extensão lateral significativa, independentemente da variação encontrada nas absorções das etapas iniciais, as absorções residuais (limite inferior de absorção nas últimas etapas) se aproximam e são da ordem de 10 kg/m. As injeções nestas litologias têm papel pouco relevante, com absorções não significativas. Ressaltam-se os efeitos de condicionantes geológicos pertinentes a cada derrame nos resultados das injeções. Absorções médias de 4 kg/m a 50 kg/m;
- as brechas basálticas, siltitos, arenitos e lavas aglomeráticas são camadas que demonstram comportamento mais irregular ante as injeções, dada a distribuição

- errática dos vazios, apresentando inversões nos valores das absorções esperadas. Absorções médias de 4 kg/m a 50 kg/m;
- as absorções em faixas fraturadas com extensão lateral significativa mostram uma efetiva interação entre etapas de injeção, e mais importante que a técnica de injeção são as condições de injetabilidade destas estruturas. Absorções médias de 15 kg/m a 40 kg/m;
 - os contatos entre derrames e "juntas-falha" têm comportamento semelhante, onde as condições de injetabilidade são favoráveis a se conseguir uma boa eficiência das injeções. Tais condições preponderam sobre o procedimento técnico usado. Absorções médias de 130 kg/furo a 450 kg/furo.

Continuando a análise, os autores ressaltam que "a maior eficiência é antes produto do tipo de estrutura tratada do que do procedimento técnico empregado, ou seja, é nas estruturas que apresentam um maior grau de injetabilidade (faixas fraturadas, contatos entre derrames e "juntas-falha") que se verifica maior eficiência das injeções, independentemente da técnica utilizada.

Tais afirmações adquirem maior importância quando outros autores, ao efetuarem análises semelhantes, chegam às mesmas conclusões quanto à injetabilidade dos maciços basálticos. Com efeito, MARRANO et al. (1984), ao analisarem os tratamentos da fundação da barragem de Nova Avanhandava ressaltam que as absorções mais elevadas do contato rocha x concreto são atribuídas a intercalações de brecha basáltica calcária, verificando-se que a

performance da injeção neste contato é influenciada pelas características geológicas da litologia que lhe serve de suporte; no basalto compacto verifica-se que ocorreram baixas absorções ao longo das etapas de injeção, indicando que esta litologia já se encontrava em seu limite de injetabilidade. A análise das absorções da brecha basáltica siltosa e basalto vesicular mostra que, independentemente da técnica de injeção utilizada, não houve interação entre as etapas de injeção, o que é indicado pelas constantes inversões de absorções. Tal comportamento foi atribuído à heterogeneidade na distribuição dos vazios, principalmente na brecha, com influência nas condições de injetabilidade desta litologia. Apesar das altas absorções iniciais da junta-falha houve uma sensível redução nos valores das absorções nas diversas etapas de injeção, indicando uma resposta eficiente ao tratamento executado, refletindo as condições favoráveis de injetabilidade.

Em Itaipu, onde foram injetados cerca de 67000 m de furos (GOMBOSSY et al. 1981) e os procedimentos de injeção foram cercados de vários cuidados, não só na escolha de equipamentos, mas sobretudo no controle da calda aplicada no tratamento, de modo que esta mantivesse propriedades homogêneas e aceitáveis (BARBI et al., 1981), os resultados das injeções mostraram que: "as brechas apresentaram absorções extremamente variadas, tanto horizontal como verticalmente. Nota-se completa irregularidade nos valores, chegando a haver pontos onde as tomadas de uma etapa superam as da anterior, não existindo tendência à homogeneização. Observa-se que, mesmo com o espaçamento de 0,75 m, as absorções sofreram um considerável aumento; um quadro completamente diferente pode ser

verificado no tratamento das feições planares, como a descontinuidade A e o contato A/B". As reduções sensíveis das primeiras etapas de injeção para as demais foram atribuídas ao fato de estas feições serem praticamente fendas únicas, com abertura constante lateralmente, permitindo penetração de calda em grandes extensões.

Outros autores, mesmo que não tenham elaborado análises minuciosas das absorções de cimento em feições específicas dos maciços, têm atribuído absorções significativas aos contatos entre derrames e juntas horizontais de extensão lateral significativas. Ao contrário, outras zonas não associadas a estes traços estruturais, mesmo apresentando regiões de elevada permeabilidade, tendem a apresentar absorções baixas. Tal comportamento foi verificado em Itaúba (GUIDICINI, 1981), Rosana (IPT, Relatório não publicado), dentre outros.

BUSSEY (1963) relata os trabalhos efetuados na fundação da Barragem de Priest Rapids assentada sobre uma série de derrames basálticos, onde um contato aberto entre derrames foi o principal propósito das injeções. Os resultados mostraram que cerca de 90 % do total injetado foi absorvido pelo contato, e que as juntas verticais, mesmo injetando-se nata de cimento, mostraram absorções suficientes para o simples preenchimento do furo aberto. Ressalta-se que o contato foi injetado com uma "espessa argamassa de areia e cimento".

Pela análise dos dados apresentados, pode-se concluir que: a injeção de contatos entre derrames, mesmo com caldas grossas e argamassas é possível, e aí as injeções são eficientes. Tal

assertiva pode ser estendida às denominadas "juntas-falha", onde são observados comportamentos semelhantes aos dos contatos. Faixas fraturadas com grande extensão lateral apresentam absorções significativas quando abertas e sem preenchimento. Quando mostram preenchimentos, normalmente de materiais de alteração do próprio basalto, as absorções tendem a ser menores, observando-se menores eficiências. Brechas basálticas apresentam absorções irregulares, dados o caráter e a distribuição dos vazios. As injeções tendem a ser ineficientes mesmo estreitando-se o espaçamento entre furos. Basaltos compactos e vesiculares e/ou vesículo amigdaloidais não são injetáveis, a menos em condições geológicas peculiares de um dado local.

GUIDICINI e ANDRADE (op.cit.), apoiados em trabalhos de síntese do conhecimento, admitem que os trabalhos de injeção, nas fundações de estruturas hidráulicas apoiadas em basaltos, atinjam os seguintes objetivos: "em descontinuidades com grande extensão lateral (contatos, junta-falha, faixas fraturadas significativas) muito permeáveis, o tratamento é eficaz e conduz o meio tratado a uma permeabilidade residual não inferior a 5×10^{-4} cm/s; em horizontes do maciço com permeabilidade superior a 5×10^{-4} cm/s, o tratamento é eficaz e reduz o coeficiente para um valor igual à metade do original, mas nunca inferior a 5×10^{-4} cm/s; em horizontes ou descontinuidades que já possuem permeabilidade inferior a 5×10^{-4} cm/s, o tratamento é ineficaz".

3 ANÁLISE DAS INJEÇÕES NAS FUNDAÇÕES DA BARRAGEM DE TAQUARUÇU

A Barragem de Taquaruçu, de propriedade da Companhia Energética de São Paulo-CESP, está localizada na região oeste de São Paulo, no Rio Paranapanema, divisa dos municípios de Sandovalina, SP, e Itaguajé, PR, a cerca de 100 km de sua foz no Rio Paraná (FIGURA 6).

Devido à presença de aquíferos bastante permeáveis, a fundação da barragem foi objeto de intenso tratamento por injeções. A aplicação da proposta metodológica apresentada por AZEVEDO et al. (op.cit.) e OLIVEIRA (op.cit.) permitiu conhecimento mais pormenorizado das características hidrogeotécnicas do maciço, o que possibilitou adequação dos trabalhos de injeção ao meio tratado, além de análise consistente da eficiência dos tratamentos efetuados.

Neste Capítulo, analisar-se-ão todas as alterações impostas ao fluxo d'água pela construção da obra, iniciando-se pela caracterização "in natura" do aquífero contido na principal descontinuidade do maciço (constituída por um contato interderrames), até os efeitos do enchimento do reservatório nesta descontinuidade.

As etapas de análise são:

- caracterização dos aquíferos "in natura";
- alterações impostas pelas escavações no principal aquífero da fundação;

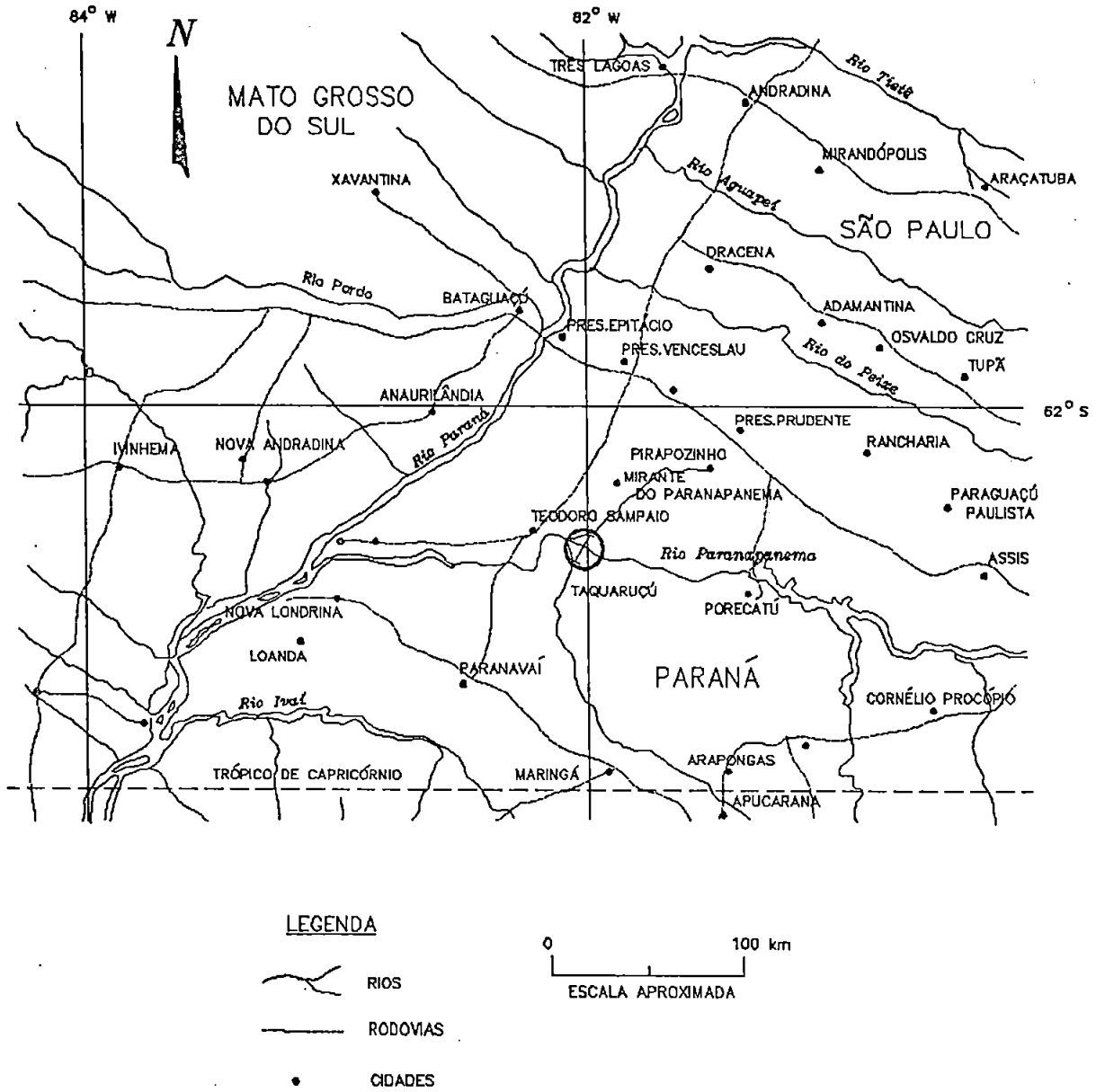


FIGURA 6 – Planta de localização da barragem

- avaliação das alterações impostas pelas injeções neste aquífero;
- efeitos do enchimento do reservatório e desempenho da cortina de vedação no controle de vazões e subpressões.

3.1 Geologia Regional

A região de implantação da barragem de Taquaruçu é constituída por arenitos do Grupo Bauru, representados na área pelo Arenito Caiuá, que capeiam as rochas basálticas da Formação Serra Geral. Depósitos cenozóicos, constituídos por cascalheiras, coluviões e aluviões, ocorrem recobrando as Formações anteriores, ocupando preferencialmente os divisores de águas e suas encostas (coluviões) e as calhas de drenagem (cascalheiras e aluviões).

Regionalmente, são reconhecidos dois aquíferos: o aquífero Bauru, que é um aquífero em meio poroso, localmente instalado no terço inferior do Arenito Caiuá, com características de aquífero livre e; o aquífero basáltico, instalado em meio fraturado, que ocupa preferencialmente os contatos entre derrames e zonas fraturadas de grande extensão lateral. Tem características predominantemente de aquífero confinado. As relações entre estes aquíferos é desconhecida (IPT, 1981).

3.2 Características Hidrogeotécnicas da Fundação

As investigações realizadas nas etapas iniciais de um projeto de barragem devem permitir a elaboração do primeiro modelo

de comportamento da fundação. Através das técnicas usuais de investigação deve-se: a) reconhecer a estrutura geológica local (compartimentação em camadas e descontinuidades principais); b) identificar possíveis afloramentos de descontinuidades ou estruturas verticais ou outras formas de recarga dos aquíferos; c) caracterizar hidrogeotecnicamente os compartimentos e as relações destes com o nível d'água do rio e com o freático das ombreiras; e d) analisar a relação das estruturas geológicas com as estruturas previstas para a obra.

A elaboração deste primeiro modelo deve permitir a previsão dos efeitos das escavações (rebaixamento de cargas e vazões afluentes nas escavações), orientação dos tratamentos a se executar (onde, como, profundidades, etc.) e a previsão dos efeitos do enchimento do reservatório quanto a subpressões e vazões.

Embora dispondo das técnicas necessárias para tanto, "a compreensão das características de condutividade hidráulica dos maciços se faz, geralmente, às custas de interpolações e extrapolações de resultados obtidos em ensaios praticamente pontuais, que são aqueles realizados em furos de sondagem, dentro de um padrão convencional de ensaios. Embora úteis, tais dados somente fornecem uma visão restrita do que possa ser o comportamento hidrogeotécnico do maciço, e os eventuais caminhos que unem diferentes aquíferos somente serão percebidos por coincidência, ou por acaso" (GUIDICINI e ANDRADE, op.cit.).

Poucos têm sido os estudos nesta fase dos projetos que procuram alcançar um conhecimento hidrogeotécnico mais profundo dos maciços, mesmo que condições morfológicas locais indiquem a

possibilidade de comunicação entre estruturas presentes na fundação com o rio.

RUIZ (1963) e RUIZ (1969) descrevem os trabalhos efetuados em Jupiá e Barra Bonita. Em Júpia, além dos ensaios de perda d'água sob pressão, foram executados dois poços de 2,0 m de diâmetro, um em cada margem do rio, e ensaios de verificação das oscilações dos níveis piezométricos em algumas sondagens, durante a injeção d'água sob pressão em outras. Em Barra Bonita, dadas as condições peculiares das fundações, diversos ensaios foram executados com o objetivo de se determinarem as características da zona de contato basalto/arenito: instalação de piezômetros para correlação da variação dos níveis piezométricos com o nível do Rio Tietê; ensaios de comunicabilidade entre furos de sondagem com vistas à determinação da permeabilidade da zona de contato; ensaios com corantes (anilinas e fluorescina) para estabelecimento dos caminhos e das velocidades de fluxo e ensaios para análise das condições de fluxo antes e após a injeção de cimento.

Estes estudos permitiram responder a diversas questões relativas ao projeto, tais como a possibilidade de percolação pelo arenito subjacente à camada de basalto de fundação, estimativa de vazões e subpressões no arenito e no basalto, risco de erosão interna no arenito, e a necessidade e quantificação dos tratamentos de fundação.

De um início promissor, como o de Barra Bonita, onde os trabalhos nas fases iniciais do projeto procuravam obter elementos suficientes para uma caracterização hidrogeotécnica completa das fundações, os estudos nas obras subseqüentes foram aos poucos se

resumindo, cada vez mais, à simples execução de ensaios de perda d'água sob pressão em furos de sondagens.

A explicação para este procedimento está provavelmente no fato de que, com a contínua construção de obras, as fundações basálticas passaram a ter um "comportamento previsível", apoiado em modelos teóricos. Esta "previsibilidade" apoiada em modelos técnicos, contudo, não impediu, mesmo nas obras mais recentes, a ocorrência de inúmeras "surpresas geológicas", tais como as "juntas-falha" nas fundações da Barragem Principal de Itaipu, o paleocanal assoreado de Nova Avanhandava, a seqüência de juntas-falha de Rosana, a falha inversa de Canoas I, a falha inclinada de grande extensão cortando os derrames em Itaúba ou mesmo o forte artesianismo de Taquaruçu, todas com fortes implicações nas percolações.

Estes fatos ressaltam a importância de se procederem investigações mais minuciosas nas fases iniciais do projeto, quando novos arranjos gerais podem ser estudados, com grande economia para o projeto e menores interferências na fase executiva. Todo "imprevisto" em uma obra gera custos muito altos.

Para tentar superar as limitações decorrentes da caracterização hidrogeotécnica efetuada somente a partir de ensaios de perda d'água, trabalhos de síntese do conhecimento hidrogeotécnico desenvolvidos em algumas barragens - Promissão (IPT, 1973), Taquaruçu, (IPT, 1981), Nova Avanhandava (IPT, 1982) - permitiram discutir aspectos particulares de cada local, propiciando uma base de conhecimento mais adequada, para orientação dos trabalhos nas demais etapas da obra.

Os trabalhos executados em Taquaruçu (IPT, 1981) evidenciaram que os principais horizontes de fluxo d'água no maciço eram os contatos entre os denominados derrames A e B (contato A/B) e derrames B e C (contato B/C) além de uma zona intensamente fraturada ("junta-falha") no corpo compacto do derrame B. Estas feições possuem características tais que as colocam como as mais importantes do maciço, não só por seus parâmetros hidráulicos, mas sobretudo pelas suas relações com as estruturas de concreto (FIGURA 7 a 9). Neste contexto, destaca-se o contato A/B, para o qual se voltaram as maiores atenções, devido a sua elevada condutividade hidráulica e à presença de forte artesianismo, identificado nas fases iniciais do projeto.

3.2.1 Características Hidrogeotécnicas do Contato A/B

O contato A/B constitui-se num único horizonte, contínuo, entre as cotas 233,0m e 238,0 m (FIGURA 10). Este contato é caracterizado por uma extensa fenda aberta, de abertura "aparente" milimétrica a submilimétrica. Localmente centimétrica a decimétrica, contém preenchimentos granulares de alteração do próprio basalto ou fragmentos lamelares de basalto alterado. Horizontes contínuos de rocha fraturada, ora na base do derrame A, ora no topo do derrame B, também são verificados.

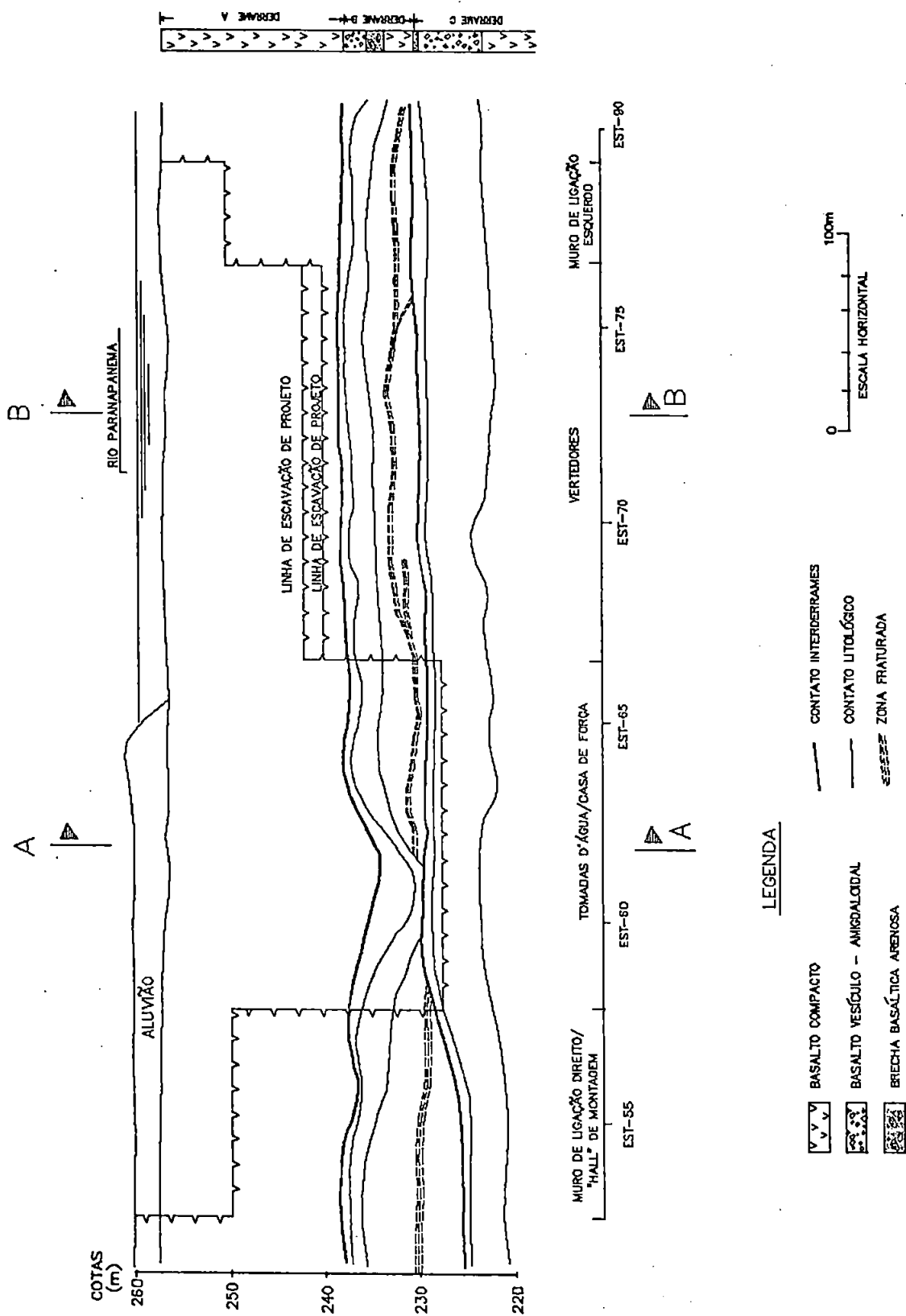
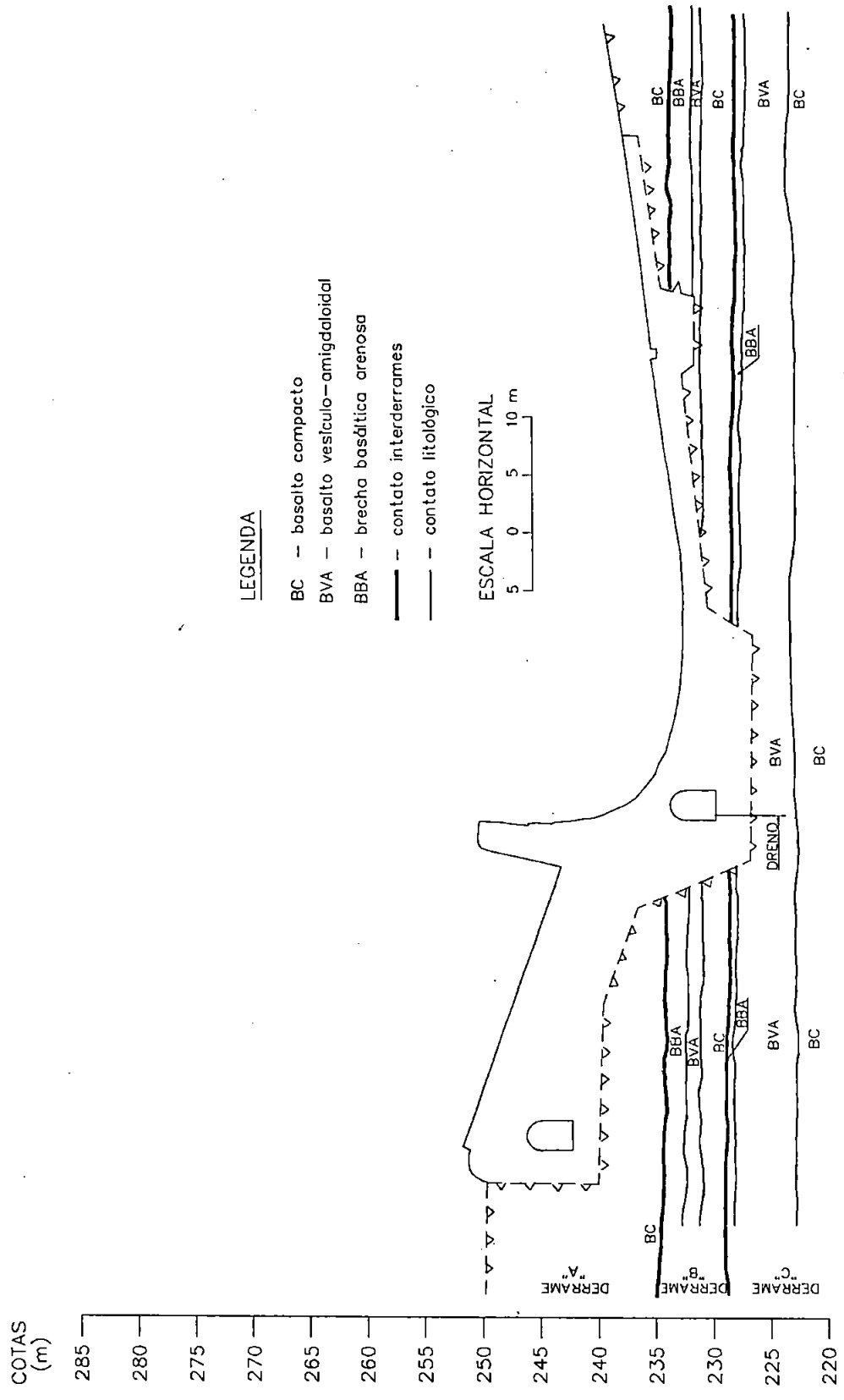


FIGURA 7 - Seção geológica pelo eixo da barragem e relações com as estruturas de concreto



LEGENDA

- BC - basalto compacto
- BVA - basalto vesiculo-amigdaloidal
- BBA - brecha basáltica arenosa
- — contato interderrames
- — contato litológico

ESCALA HORIZONTAL
5 0 5 10 m

FIGURA 8 - Seção geológica A-A - Tomada d'Água/Casa de Força

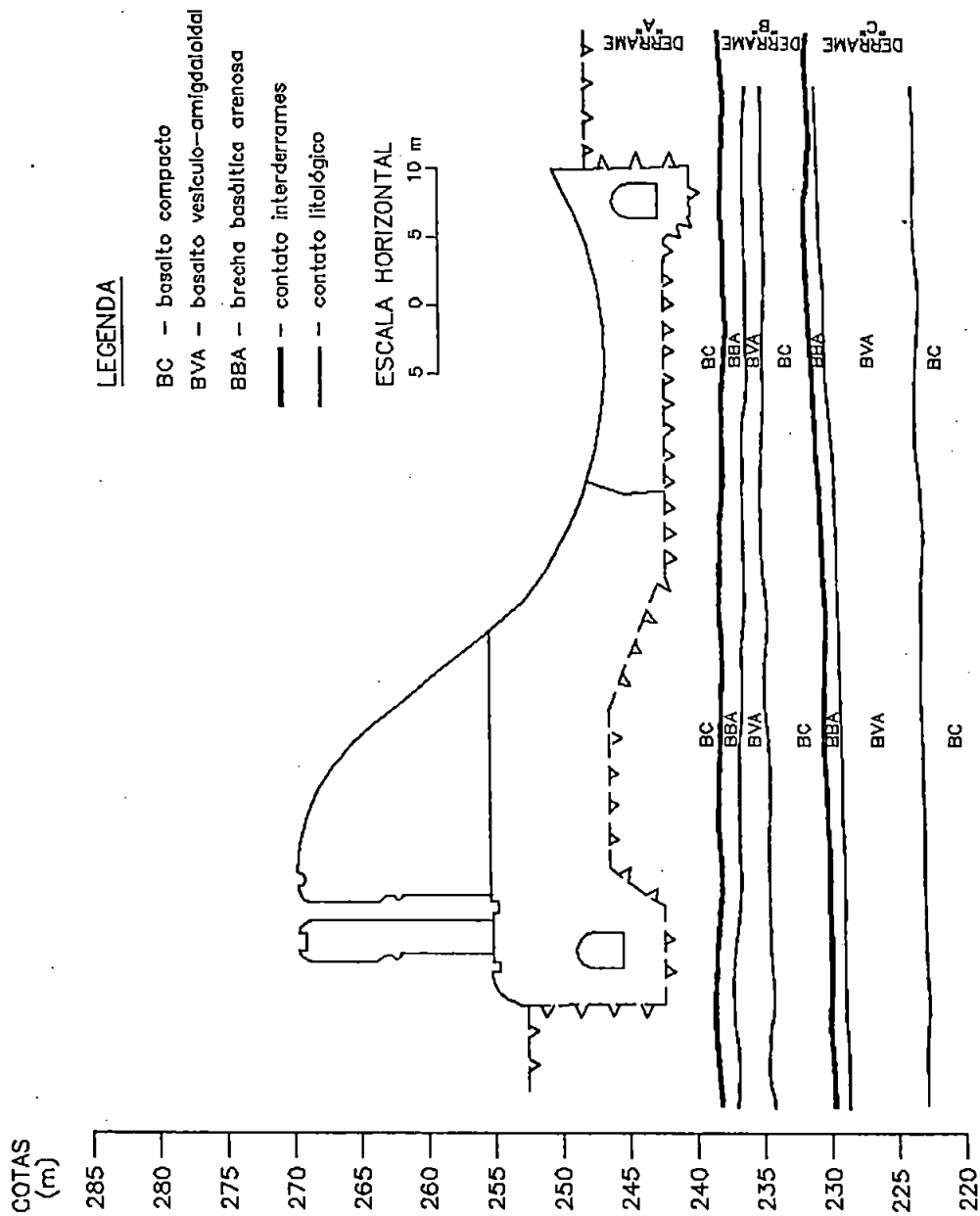


FIGURA 9 - Seção geológica B-B - vertedores

Os ensaios de perda d'água sob pressão executados em sondagens rotativas mostraram que em 97% dos ensaios as perdas d'água específicas (PE) foram superiores a 1,0 l/min.m (kg/cm²), sendo que, destes, 74% foram maiores que 10,0 l/min.m (kg/cm²) (FIGURAS 11 e 12). Os ensaios cujas vazões excederam a capacidade dos equipamentos (vazão total da bomba) sem atingir a pressão especificada para o ensaio, somaram cerca de 60% dos ensaios realizados (perda d'água total).

A presença de artesianismo no contato A/B (situado cerca de 20,0 m abaixo do topo rochoso), e cujo nível estático ascendia até 1,0 m acima do nível d'água do rio, levou à instalação de uma rede de piezômetros neste contato (FIGURA 13), com o objetivo de se acompanharem as variações das cargas piezométricas do aquífero com o tempo, correlacionando-as às variações do nível d'água do rio e com a precipitação pluviométrica (FIGURA 14).

A análise das variações piezométricas (é apresentada a variação dos níveis piezométricos de apenas dois piezômetros considerados representativos) demonstra que: os níveis piezométricos do aquífero situam-se quase sempre acima do nível de montante, e sempre acima do nível de jusante do rio; os níveis piezométricos apresentam comportamento semelhante, variando em conjunto; os níveis piezométricos no contato A/B respondem sem atraso à variação do nível do rio, e que esta correlação não é verificada com a precipitação pluviométrica (senão pela elevação subsequente do rio após as chuvas).

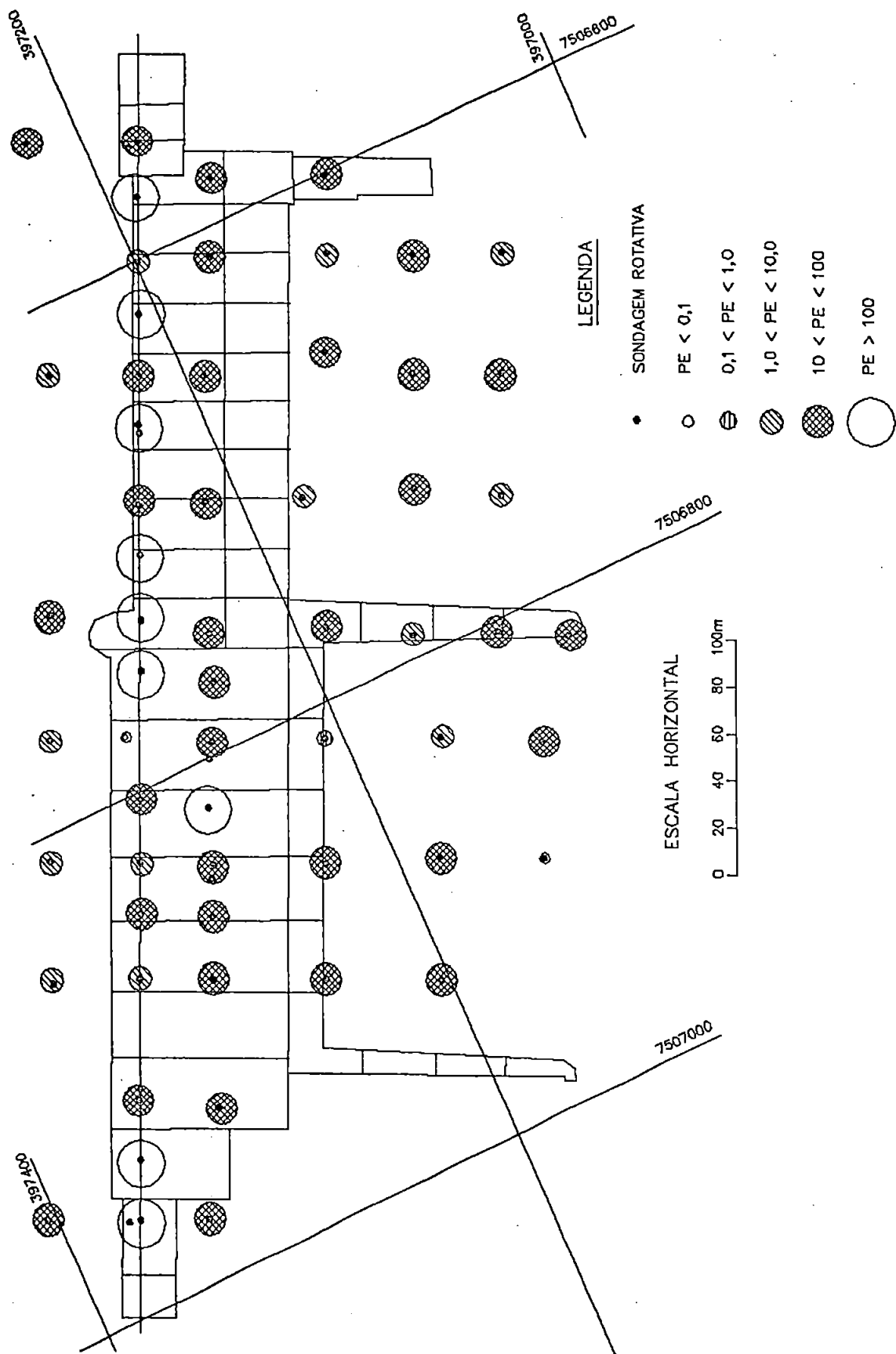


FIGURA 11 – Planta de distribuição da perda d'água específica (em l/min X m (kg/cm²)) no contato A/B

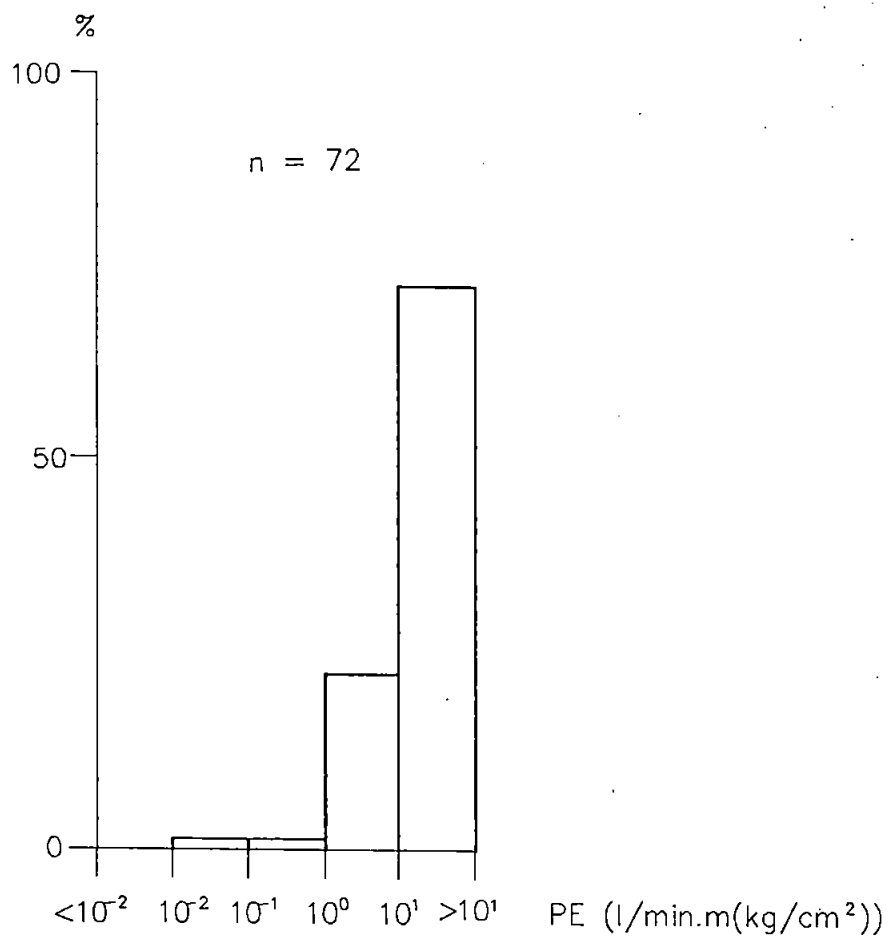


FIGURA 12- Histograma de perda d'água específica (PE) no contato A/B

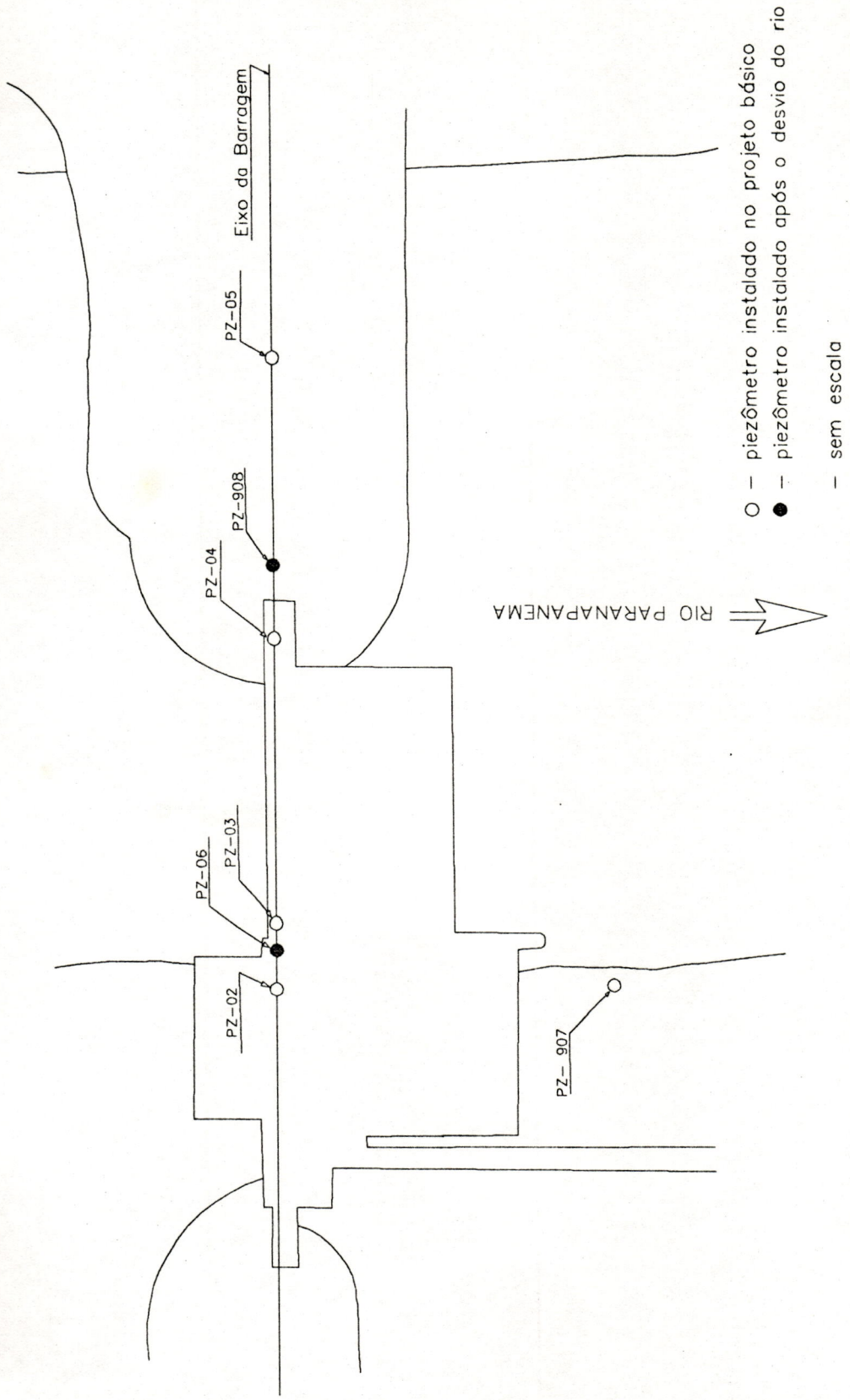


FIGURA 13 - Planta de localização dos piezômetros no contato A/B

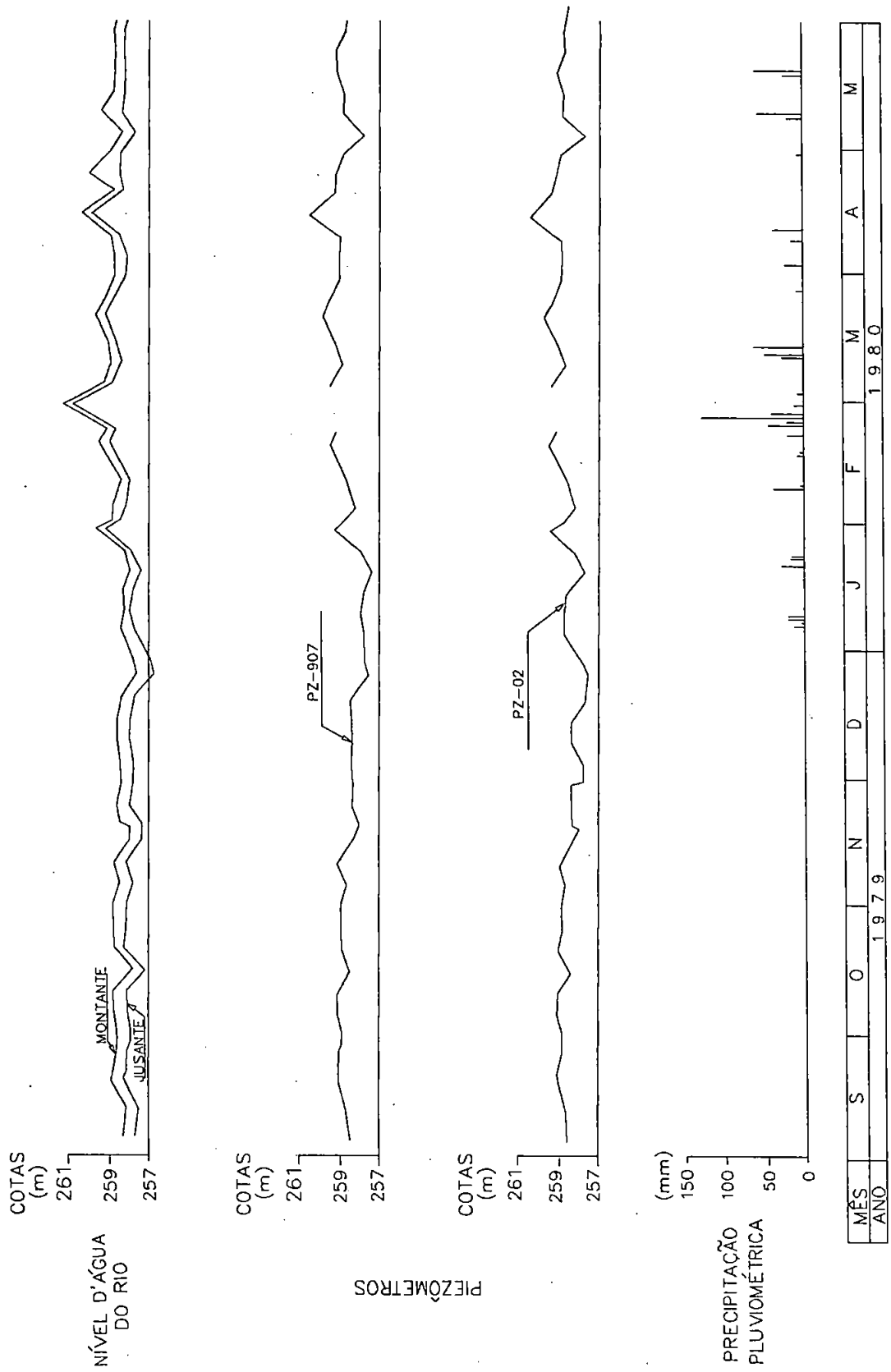


FIGURA 14 - Variação do nível piezométrico do contato A/B, com o nível d'água do rio e a precipitação pluviométrica

A variação das cargas piezométricas, mostrando uma correlação íntima com o nível d'água do rio, levou à suposição da existência de furos abertos no leito deste. Tal fato, comprovado após o ensecamento do rio, provocaria a interação dos níveis piezométricos do aquífero com o rio. A hipótese desta interação se dar através de canais profundos, nas proximidades da barragem, foi descartada devido à conformação do leito do rio, verificada por batimetria e sondagens rotativas executadas nas fases de inventário e viabilidade.

Uma análise adequada das relações do aquífero com o rio deve necessariamente considerar as áreas de recarga e descarga do aquífero, fazendo-se, se possível, uma análise em nível regional. Esta análise deve servir de base para a compreensão dos estudos hidrogeotécnicos posteriores. Sim, pois tais estudos, ao avançarem para aspectos cada vez mais detalhados dos problemas hidrogeotécnicos das fundações, têm, na análise regional, um quadro de referência que pode servir, sempre que necessário, de suporte a deduções que envolvam extrapolações, correlações de dados, etc.

Com o objetivo de se efetuar uma análise mais abrangente, sem contudo atingir o nível de uma análise regional, procurou-se obter o quadro piezométrico mais próximo daquele que seria o do aquífero "in natura", utilizando-se, para tanto, das informações dos poços de abastecimento do canteiro e das primeiras sondagens rotativas executadas nas fundações (FIGURAS 15 a 17).

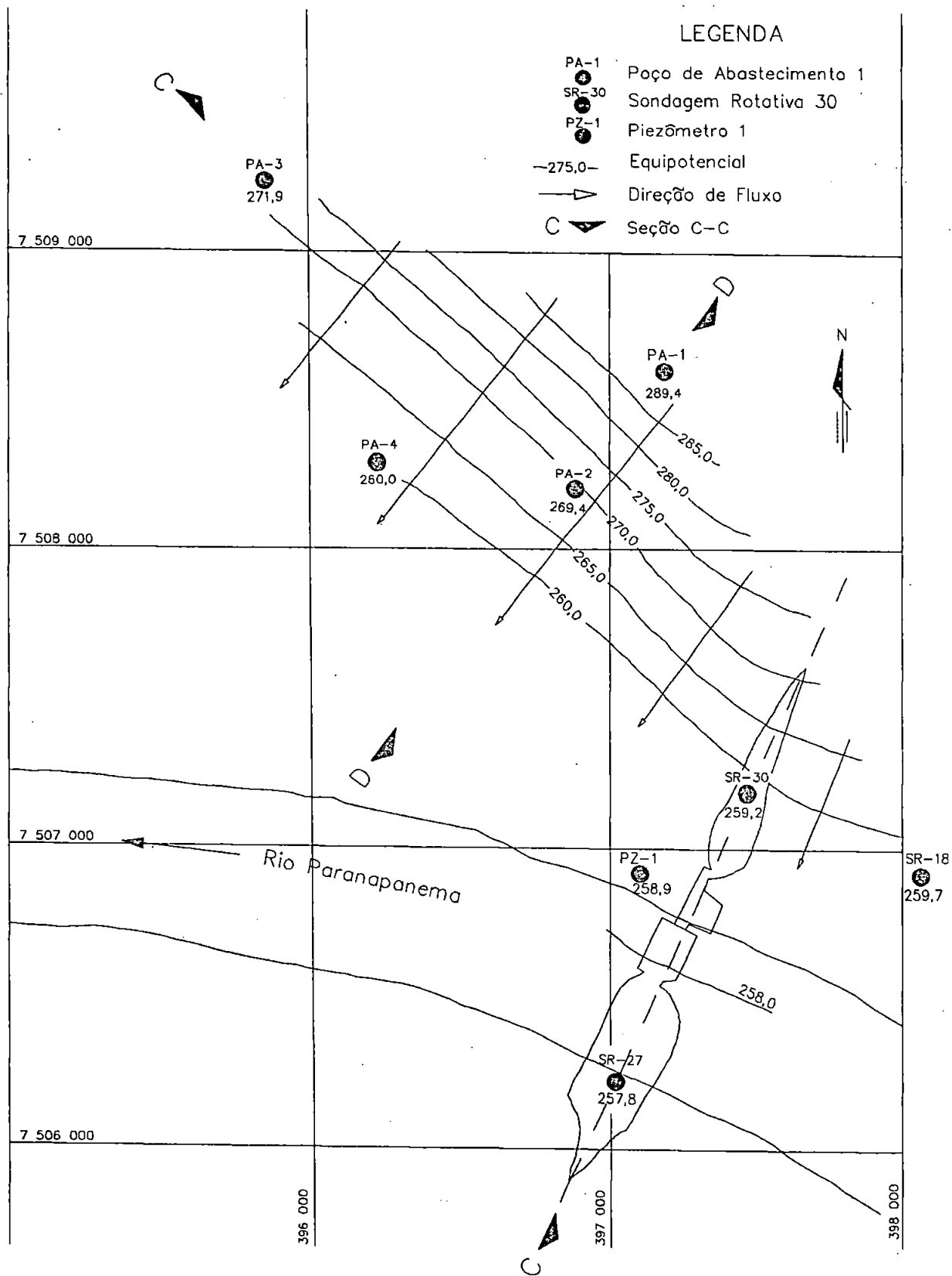
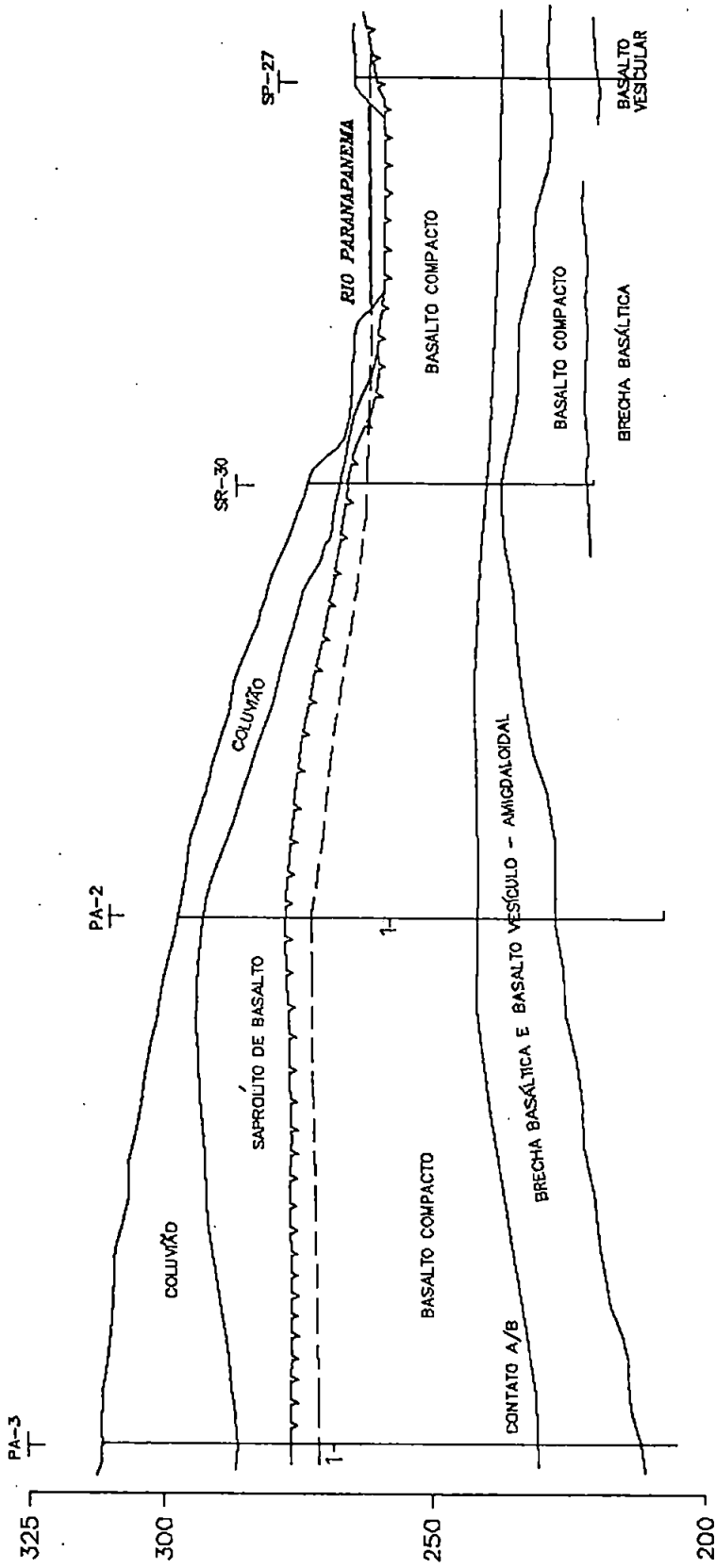


FIGURA 15 - Equipotenciais do contato A/B na ombreira direita



LEGENDA

- ESCALA HORIZONTAL
- 0 500m
- PA — Poço de abastecimento
- 1 — Profundidade do revestimento do poço
- Topo rochoso
- Linha piezométrica do contato A/B nos poços de abastecimento

FIGURA 16 — Seção geológica C-C — Poços de Abastecimento PA-2, PA-3 e eixo da barragem

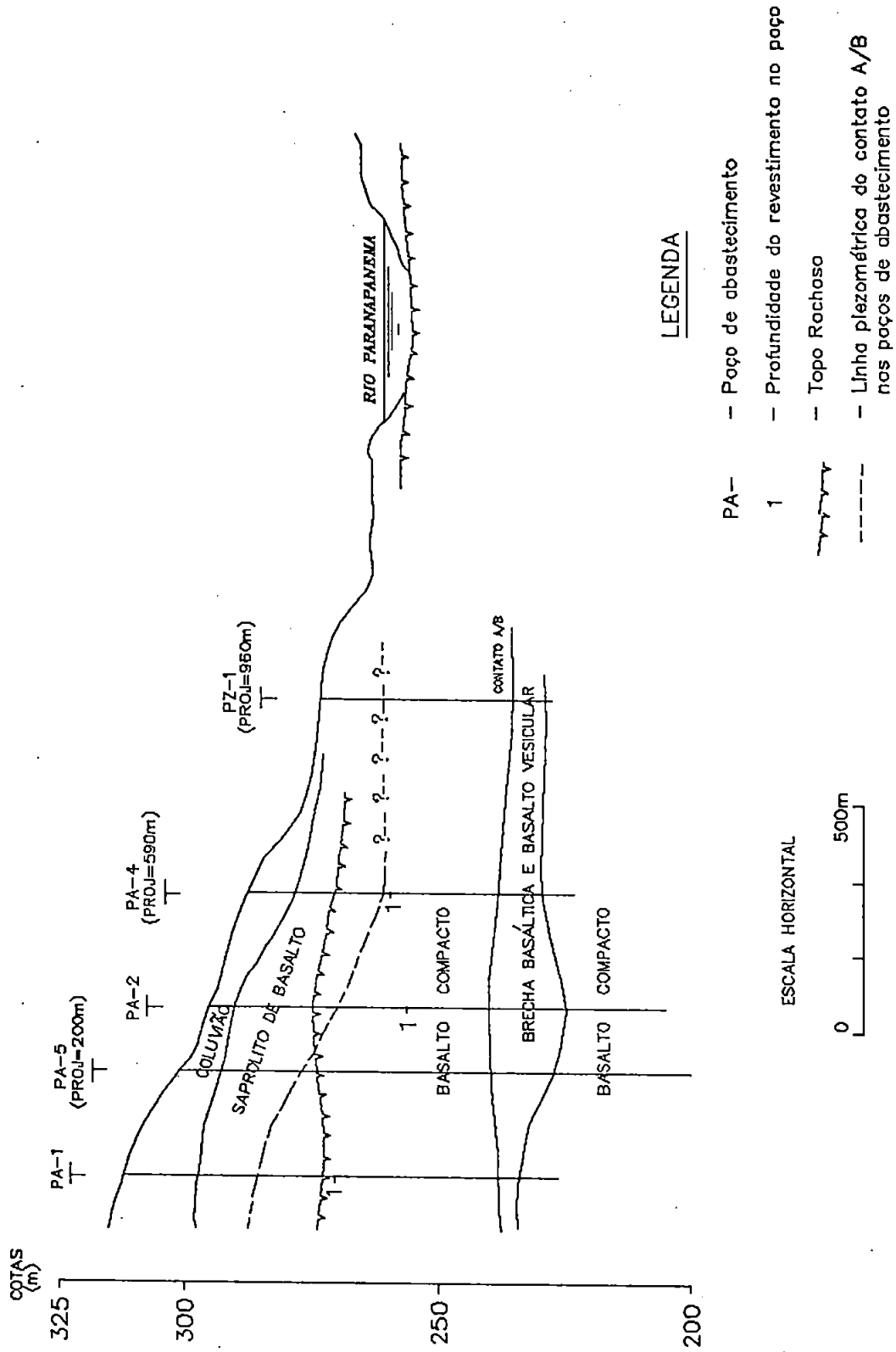


FIGURA 17 — Seção geológica D-D — Poços de Abastecimento PA-1, PA-4

O contato A/B estende-se por toda a área, com andamento sub-horizontal, entre as cotas 230,0 m e 240,0 m, com mergulhos suaves, da ordem de 1° (FIGURA 16). A espessura de basalto compacto são que capeia o contato A/B na ombreira direita é relativamente estreita atingindo cerca de 20,0 a 25,0 m nos poços PA-2 e PA-4, respectivamente. Nos pontos topograficamente mais elevados (PA-1 e PA-3), onde o contato ocorre em profundidades de até 80,0 m, a espessura do basalto compacto são, acima daquele contato, é da ordem de, no máximo, 35,0 m.

Os níveis estáticos dos poços de abastecimento (antes da entrada de quaisquer deles em operação) mostram uma queda acentuada, da ordem de 25,0m, dos pontos topograficamente mais elevados na margem direita, para os mais baixos (FIGURA 15).

A seção da FIGURA 16, traçada subparalelamente às equipotenciais mostra que os níveis estáticos dos poços têm andamento subparalelo ao topo rochoso, caindo suavemente em direção ao rio. A diferença do nível estático entre o PA-3 e os piezômetros no eixo da barragem é da ordem de 10,0 m.

Por outro lado, a seção da FIGURA 17, traçada perpendicularmente às equipotenciais, mostra uma queda acentuada no nível estático entre os poços PA-1 e PA-4, de cerca de 25,0 m, subparalelamente ao terreno natural. Em direção ao rio, os níveis praticamente se estabilizam.

Os níveis estáticos dos poços têm comportamento semelhante àquele observado nos piezômetros, ou seja, mostram uma estreita correlação com a variação do nível d'água do rio (FIGURA 18). A transmissão de pressão pelo contato A/B é imediata, mesmo a longas

distâncias. O poço PA-4 (distante 1500 m do eixo da barragem) responde sem atraso às variações do rio. A resposta do PA-3 (distante cerca de 3000 m do eixo da barragem) é menos sensível, notando-se apenas um acompanhamento da tendência de elevação do nível do rio, sem contudo registrar as oscilações deste.

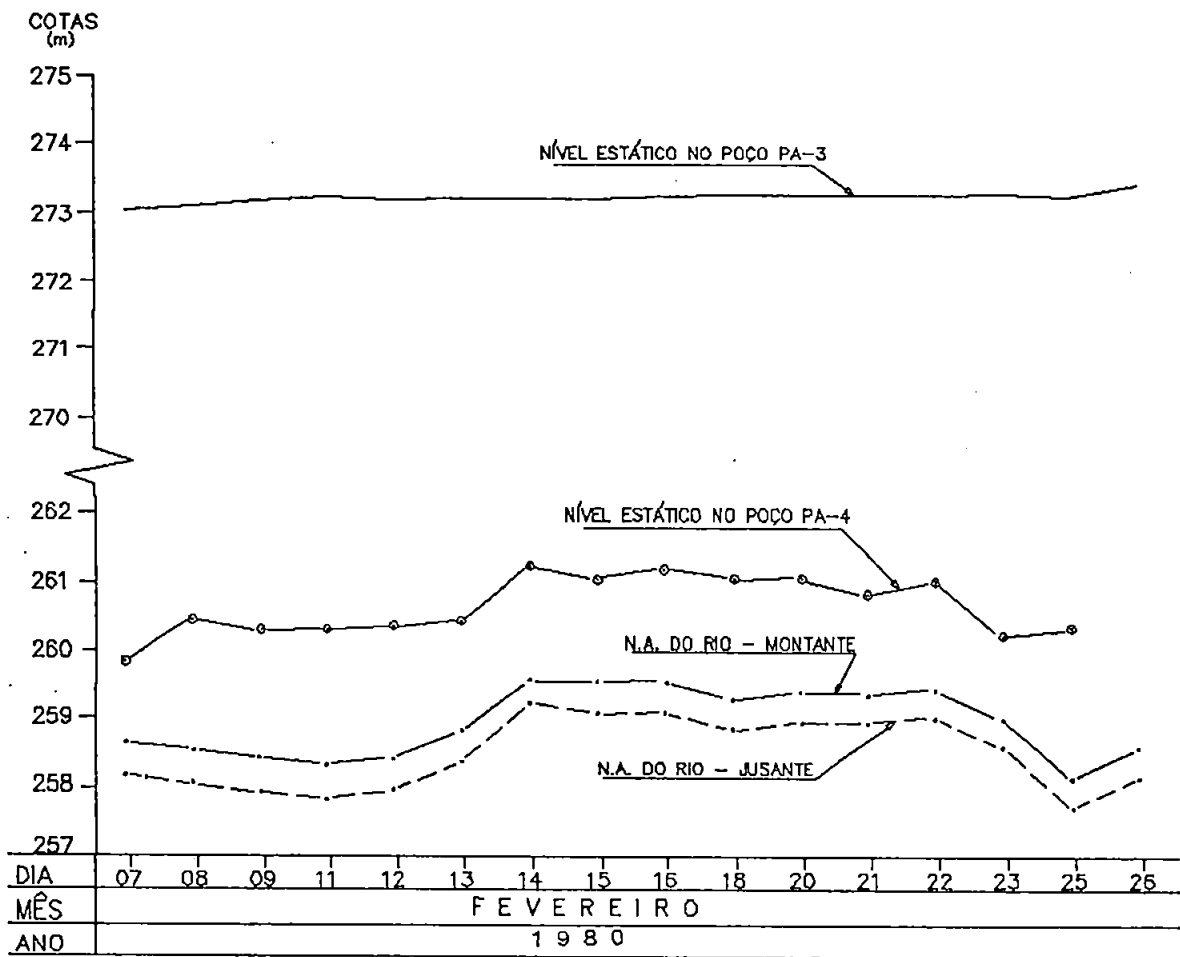
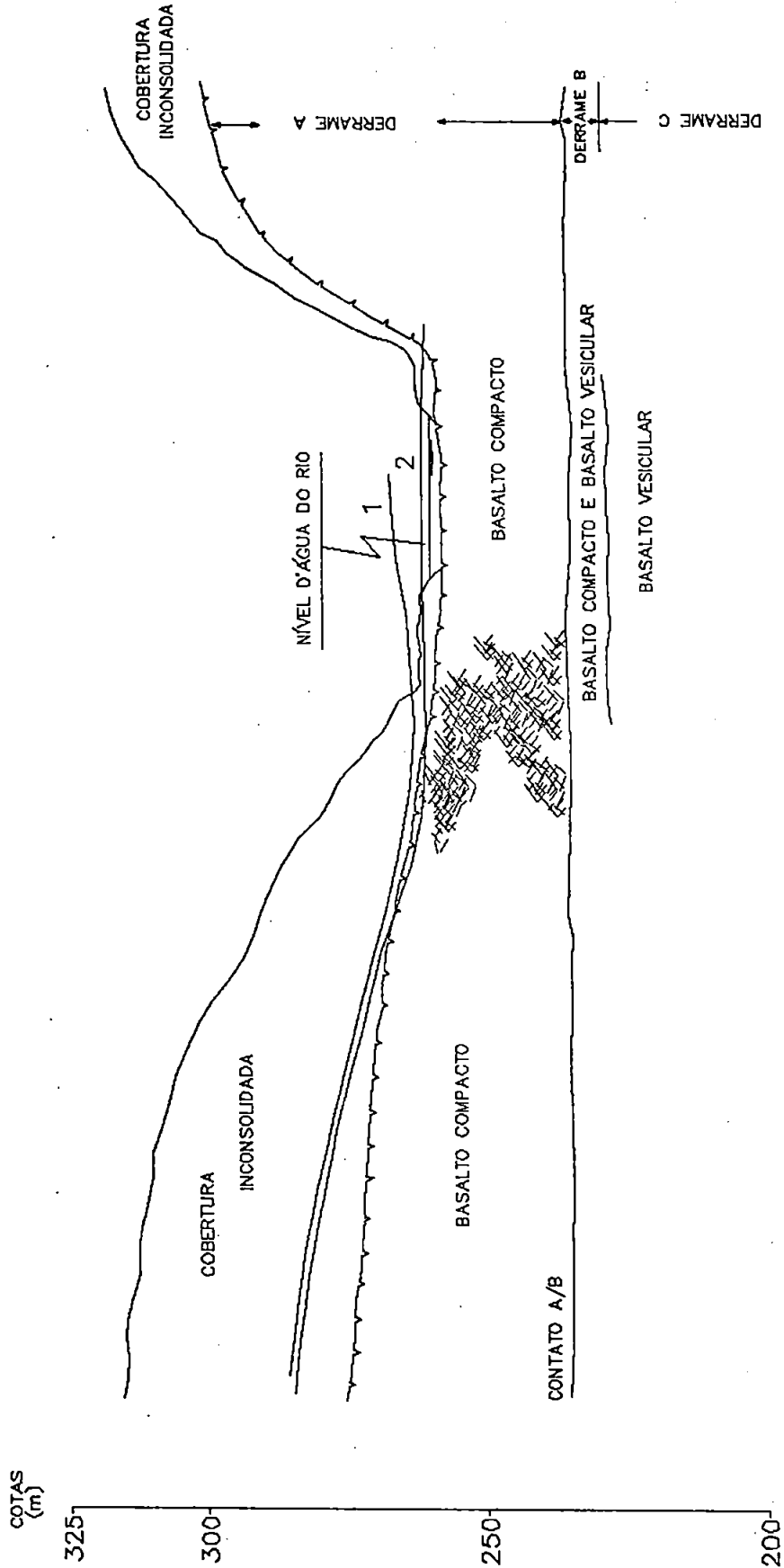


FIGURA 18 - Variação do nível estático dos poços de abastecimento PA-3 e PA-4 com o nível d'água do rio.

As informações disponíveis, apesar de restritas somente à margem direita e à área de fundação da barragem, permitem supor para o artesianismo do contato A/B as seguintes hipóteses: a alimentação do aquífero deve se dar pelas ombreiras provavelmente pela ombreira direita; o aquífero se encontrava drenado por furos abertos no leito do rio, desconhecendo-se portanto, as cargas piezométricas originais deste; a conformação das equipotenciais na margem direita, mostrando um fluxo para jusante da barragem, indica que a drenagem natural do aquífero poderia ocorrer em áreas restritas, localizadas próximo da planície aluvionar. Tal condição foi verificada em sondagens para prospecção de pedreira, a montante da barragem, onde o basalto compacto encontrava-se extremamente fraturado e alterado até o contato A/B.

Estas hipóteses permitem supor para o contato A/B uma condição de drenagem conjunta, com superimposição dos efeitos da drenagem natural e dos furos abertos no leito do rio, conforme mostrado esquematicamente na FIGURA 19.

Os furos abertos no leito do rio atuariam mais intensamente no rebaixamento das cargas piezométricas até as áreas de drenagem natural do aquífero que amortecem estes efeitos, não os transmitindo para as porções mais elevadas da ombreira. O comportamento dos níveis estáticos nos poços PA-3 e PA-4 estariam de acordo com esta hipótese.



LEGENDA

- 1 — Provável situação piezométrica "in natura"
- 2 — Situação Piezométrica após drenagem por furos abertos no leito do rio
- Zonas restritas muito alteradas e fraturadas (drenagem natural do aquífero A/B)
- Topo da rocha

FIGURA 19 — Esquema hipotético da drenagem do contato A/B

3.2.2 Características Hidrogeotécnicas do Contato B/C

As demais descontinuidades de interesse (contato B/C e zona fraturada do derrame B), apesar de sua importância, foram investigadas somente através de sondagens rotativas e ensaios de perda d'água sob pressão.

O contato B/C, da mesma forma que o contato A/B, constitui-se numa única feição contínua, na base do derrame B, que oscila entre as cotas 228,0 m e 230,0 m (FIGURA 20) apresentando-se ora selada ora com abertura "aparente" submilimétrica e contato rocha-rocha. Mais raramente, com abertura "aparente" milimétrica.

A condutividade hidráulica desta feição, obtida através de ensaios de perda d'água sob pressão, reflete as características acima descritas, ou seja, verifica-se que cerca de 46 % dos ensaios mostraram PE maiores que 1,0 l/min.m (kg/cm²) ao passo que 49% destes apresentaram PE menores que 0,1 l/min.m (kg/cm²) (FIGURAS 21 e 22). Os casos de ensaios com perda total d'água restringiram-se a cerca de 5% dos ensaios realizados.

3.2.3 Características Hidrogeotécnicas da Zona Fraturada do Derrame B

No horizonte compacto do derrame B ocorre uma zona de rocha extremamente fraturada ("junta-falha"), mais alterada que a encaixante, com espessura média da ordem de 0,15 m a 0,20 m, cujas fraturas exibem preenchimento milimétrico a submilimétrico de argila e material de alteração do próprio basalto. Desenvolvendo-se

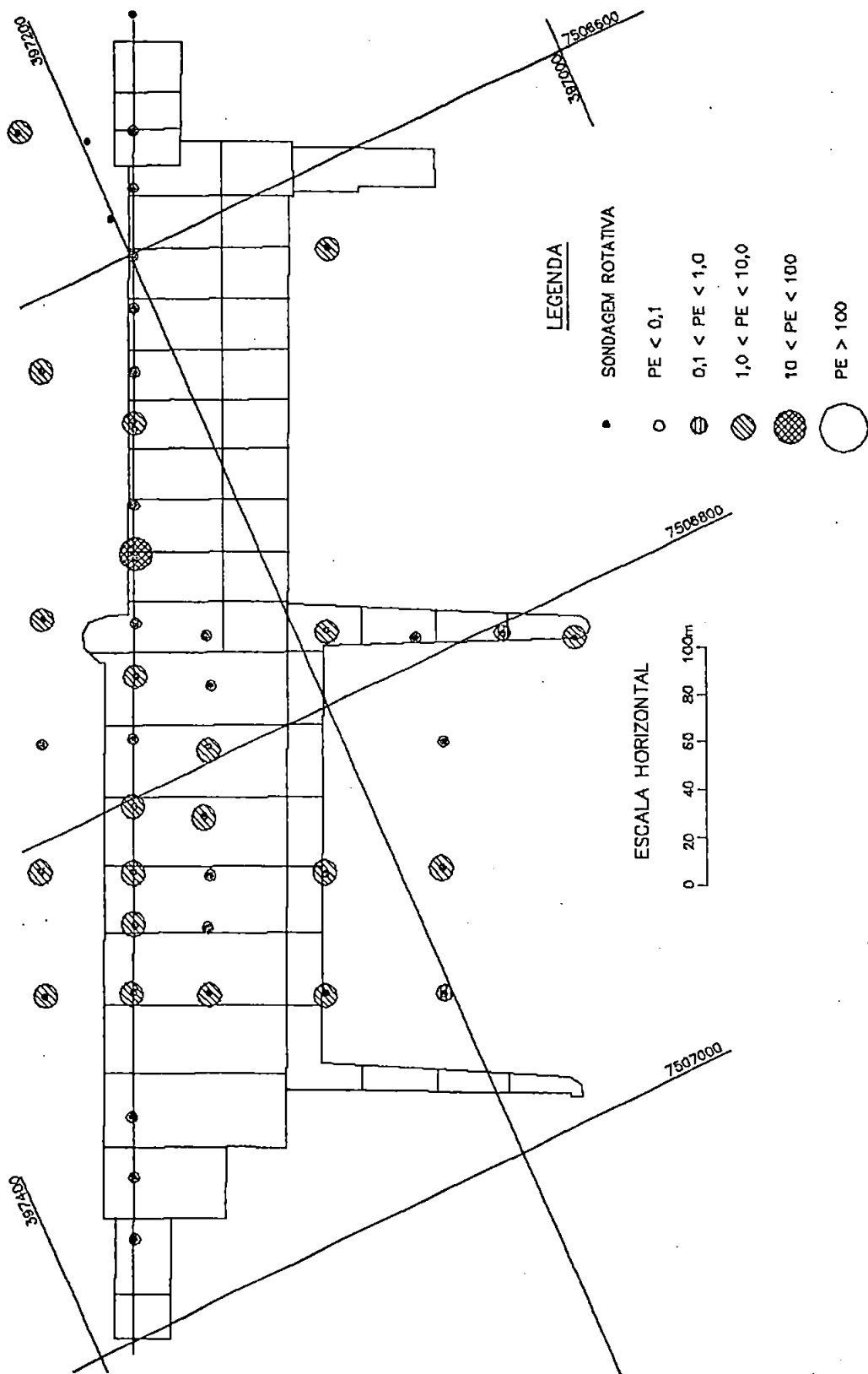


FIGURA 21 – Planta de distribuição da perda d'água específica (em l/min x m (kg/cm²)) no contato B/C

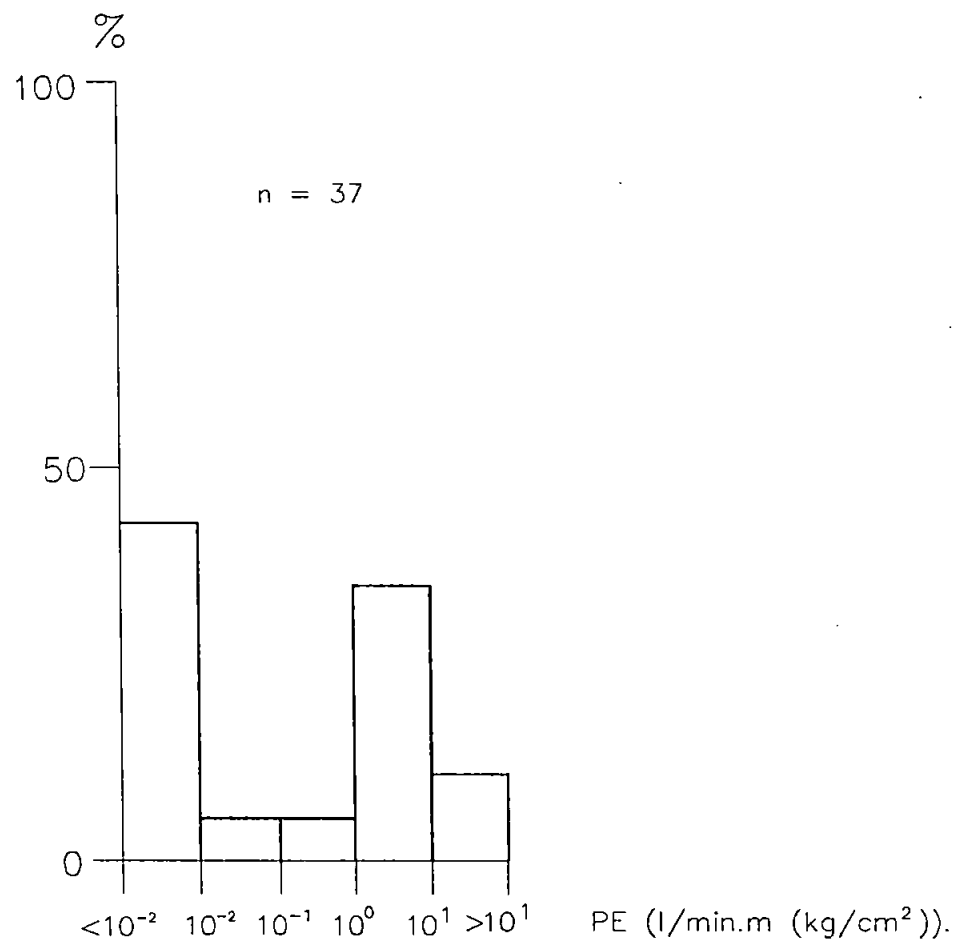


FIGURA 22- Histograma de perda d'água específica (PE) no contato B/C

entre as cotas 229,0 m e 234,0 m, ocorre com maior frequência entre as cotas 231,0 m e 233,0 m (FIGURA 23). Por apresentar ramificações que atingem tanto o contato A/B quanto o contato B/C, pode se constituir em importante feição de intercomunicação entre eles.

Nesta feição, verificaram-se condutividades hidráulicas maiores que aquelas do contato B/C, pois cerca de 74% dos ensaios resultaram em PE maiores que 1,0 l/min.m (kg/cm^2). Somente 26% destes refletiram PE menores que 0,1 l/min.m (g/cm^2) (FIGURAS 24 e 25). As perdas totais d'água durante os ensaios realizados somaram cerca de 5%.

Os basaltos compactos e vesiculares e as brechas basálticas dos diversos derrames apresentaram, de modo geral, permeabilidades muito baixas. Apenas o derrame B que, devido a sua variação de espessura em toda a fundação da barragem (de 4,0 m a 12,0 m, com espessura média da ordem de 7,0 m) e a presença da zona fraturada no seu núcleo compacto, apresentou, em cerca de 47% dos ensaios, PE maiores que 1,0 l/min.m (kg/cm^2).

3.3 Estimativas de Vazão na Escavação

A circulação d'água no maciço é condicionada pelas descontinuidades presentes. As características físicas e hidráulicas que condicionam a circulação d'água nas descontinuidades são a sua persistência, a abertura, a

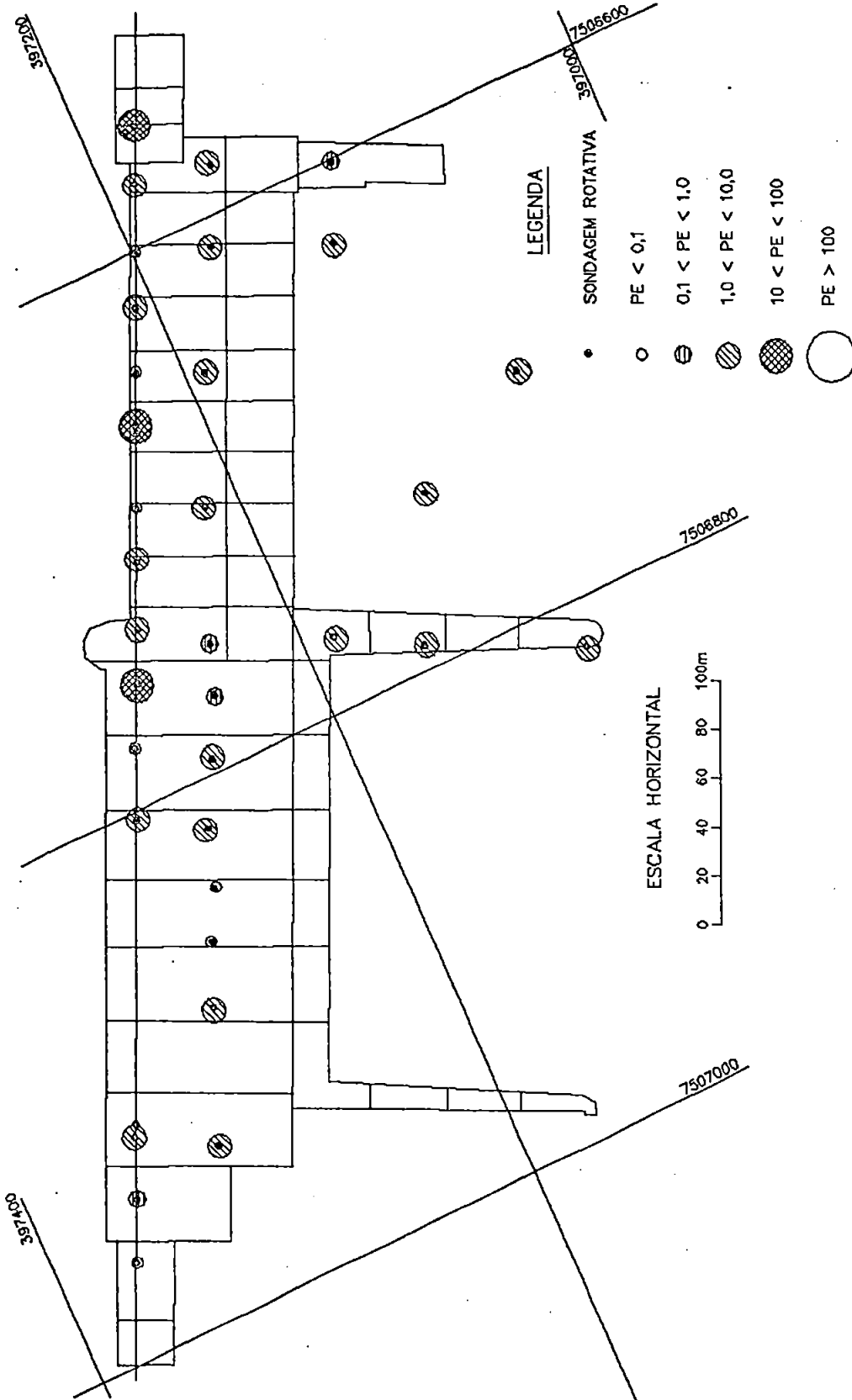


FIGURA 24 — Planta de distribuição da perda d'água específica (l/min x m (kg/cm²)) na zona extremamente fraturada do derrame B

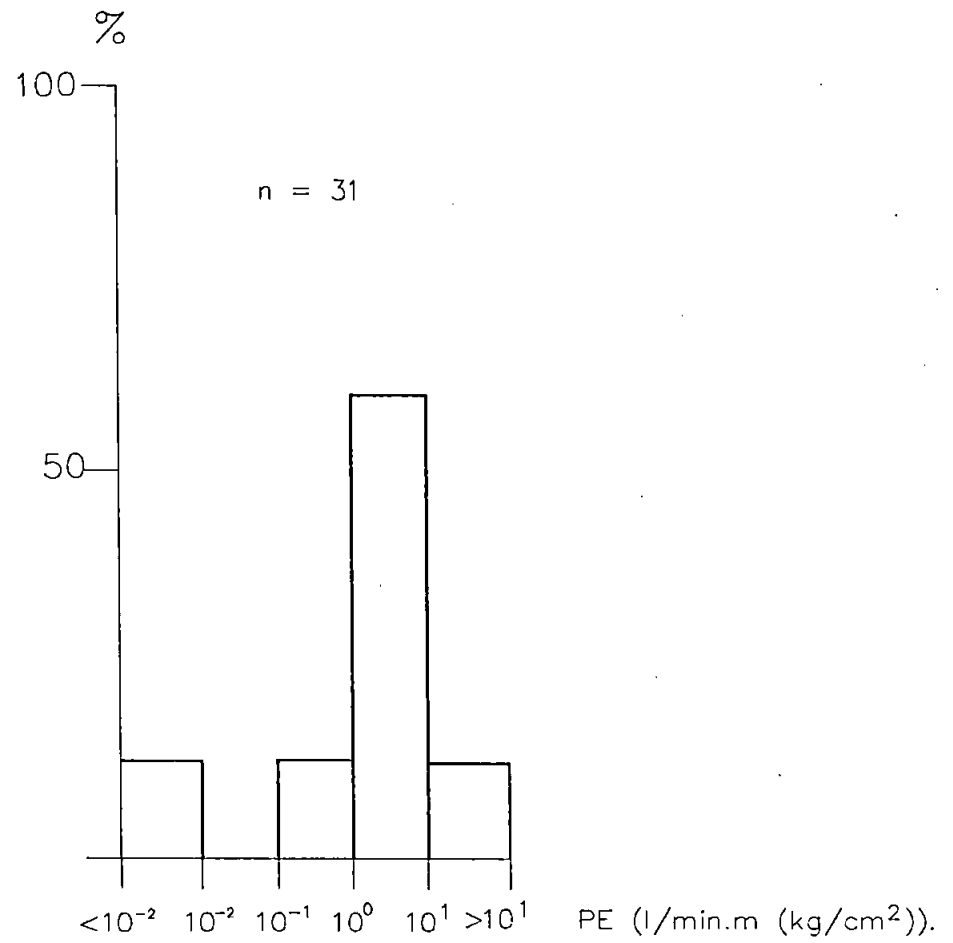


FIGURA 25— Histograma de perda d'água específica (PE) na zona extremamente fraturada do derrame B.

condutividade hidráulica, a alimentação e drenagem dos aquíferos e os gradientes hidráulicos.

A determinação correta destes parâmetros é de fundamental importância para que estimativas de vazão possam ser efetuadas com precisão. Destes parâmetros, a abertura equivalente e a condutividade hidráulica equivalente são os de mais difícil obtenção.

QUADROS (1982) propõe que sejam executados ensaios de perda d'água sob pressão modificados, utilizando-se um maior número de estágios de pressão (ensaios de múltiplos estágios). Os resultados obtidos nestes ensaios permitem, por comparação com ensaios executados em laboratório, determinar a abertura equivalente e a condutividade hidráulica equivalente das feições de interesse.

CRUZ et al. (1983), ao analisarem os resultados obtidos com a execução de ensaios de múltiplos estágios em uma "junta-falha" das fundações de Nova Avanhandava ("junta da cota nominal 300"), estimaram os parâmetros mais significativos desta feição (abertura equivalente-e, condutividade hidráulica equivalente-K e transmissividade hidráulica-Ke). A partir destes parâmetros, após reflexões sobre os tipos de fluxo e gradientes envolvidos em escavações de grandes dimensões, e com a utilização de formulação adequada, comparam as vazões então medidas nas escavações daquela obra com as calculadas, chegando a valores bastante próximos (TABELA 3).

TABELA 3 - Transmissividade e vazões calculadas para Nova Avanhandava (CRUZ et al., 1983).

Ke (cm ² /s)	VAZÃO (l/min)	
	POÇO	VALA
5,0 (1)	1850	1530
4,0 (2)	1480	1220
9,0 (3)	3310	2760 (4)

- (1) Valor médio de Ke, para ensaios de infiltração;
 (2) Valor médio de K'e, para ensaios de perda d'água sob pressão (fluxo turbulento);
 (3) Valor médio de K'e, corrigido para fluxo laminar;
 (4) Vazão medida e estabilizada em Nova Avanhandava-2500 l/min

Em Taquaruçu, a estimativa de vazões foi efetuada segundo duas metodologias bastante distintas: por comparação das características hidrogeotécnicas das suas fundações com as de outras barragens onde se dispunham de medidas de vazão na escavação (Água Vermelha e Nova Avanhandava); e utilizando-se as fórmulas de ZANGAR e TODD para cálculo de vazões em poços e comparando-se os resultados com os obtidos também em Nova Avanhandava e Água Vermelha (IPT, 1981).

Para o primeiro caso, a TABELA 4 apresenta os parâmetros de cada barragem julgados significativos para a estimativa de vazão por comparação.

Devido às semelhanças entre as características de persistência, condutividade hidráulica, cargas piezométricas e a semelhança geológica das descontinuidades (contatos entre derrames) de Água Vermelha e Taquaruçu, a vazão prevista nas escavações para esta última barragem seria da ordem de 4000 l/min (IPT, op.cit.).

TABELA 4 - Previsão de vazão em Taquaruçu, por comparação com Água Vermelha e Nova Avanhandava (IPT, 1981).

BARRAGEM VARIÁVEIS	ÁGUA VERMELHA	NOVA AVANHANDAVA	TAQUARUÇU
Rocha de Fundação	Basalto	Basalto	Basalto
Descontinuidade	1 contato en tre derrames	1 junta-falha	1 contato en tre derrames
Profundidade da des continuidade no lei to do rio.	25 m	20 m	20 m
"Permeabilidade" mē dia da descontinuidade em cm/s (calculada a partir de en saio de perda d'á gua).	$1,2 \times 10^{-2}$	$6,7 \times 10^{-3}$	$1,2 \times 10^{-2}$
Carga piezométrica original na desconti nuidade.	20 m	25 m	22 m
Extensão linear apro ximada da desconti nuidade exposta pela escavação.	560 m	420 m	480 m
VAZÃO MEDIDA (l/min)	4.083	2.500	(4000)*

* (4000) - Vazão prevista.

No segundo caso, a comparação das estimativas de vazão, quando são utilizadas as fórmulas de ZANGAR e TODD para poços em aquífero confinado, é apresentada na TABELA 5.

TABELA 5 - Previsão de vazão em Taquaruçu utilizando-se as fórmulas de ZANGAR e TODD (IPT, 1981).

MÉTODO BARRAGEM	ZANGAR		TODD		VAZÃO (l/min) (PREVISTA) MEDIDA
	VAZAO (l/min)	"FATOR* DIFERENÇA"	VAZAO (l/min)	"FATOR* DIFERENÇA"	
TAQUARUÇU	386,9	(10,8)	369,4	(11,3)	(4185)
NOVA AVANHANDAVA	233,4	10,7	224,1	11,2	2500
ÁGUA VERMELHA	374,2	10,9	355,5	11,5	4083

*"Fator diferença"-Relação entre vazão medida/vazão calculada.

As formulações de ZANGAR e TODD são basicamente iguais. Segundo ZANGAR (1953), a vazão do poço pode ser calculada por:

$$Q = 2 \quad K.D \quad \frac{H}{\ln (r_l/r)} \quad (2)$$

onde, Q = vazão
 K = coeficiente de permeabilidade
 D = espessura do aquífero
 H = carga piezométrica
 r_l = raio de ação do poço
 r = raio do poço

A fórmula de TODD (1959) é expressa por:

$$Q = 2 \quad K.b \quad \frac{H - H_w}{\ln (r_l/r)} \quad (3)$$

onde b = espessura do aquífero
 H = carga piezométrica a uma distância r_l
 H_w = carga piezométrica no poço

Os cálculos teóricos mostraram-se cerca de 10 a 12 vezes ("fator diferença") inferiores às vazões reais medidas nas escavações de Água Vermelha e Nova Avanhandava. Considerado válido o "fator diferença", as vazões nas escavações de Taquaruçu foram estimadas em cerca de 4000 l/min (IPT, op.cit.).

As vazões estimadas em Taquaruçu pelos dois métodos foram bastante próximas, pois os valores das condutividades hidráulicas admitidos tanto em Água Vermelha como em Taquaruçu foram iguais. As pequenas diferenças verificadas nos cálculos teóricos devem-se às diferentes cargas piezométricas dos aquíferos e às diferentes exposições lineares das descontinuidades nas escavações, nas duas obras.

A vazão estabilizada medida em Taquaruçu foi de cerca de 9250 l/min.

O principal erro nos cálculos teóricos de vazão está nos valores admitidos para a condutividade hidráulica e a espessura do aquífero, ou seja, na transmissividade do meio.

Os ensaios de perda d'água sob pressão, ao serem executados sob gradientes muito elevados e fluxo certamente turbulento, induzem a cálculos de PE nestas feições da ordem de até centenas de vezes inferiores aos reais. Tal fato é agravado pelo comprimento do trecho ensaiado, que é normalmente da ordem de 3,0 m, resultando em vazões específicas também menores.

A espessura do aquífero, por sua vez, é usualmente admitida como sendo da ordem de 1,0 m, dezenas de vezes superior à espessura "aparente" das descontinuidades observadas em sondagens. As zonas mais fraturadas associadas aos grandes traços estruturais do maciço e que podem, eventualmente, ser incluídas como zonas permeáveis, contribuem relativamente pouco para as vazões na escavação. As aberturas efetivas destas feições são comprovadamente muito pequenas, ou seja, a água percola por horizontes estreitos e bem determinados do maciço.

Nestas condições, mesmo que se admita no cálculo de PE um comprimento do trecho de ensaio pequeno (< 10 cm), não é aplicável o fator de correção (fator de forma) normalmente utilizado para conversão de PE em K.

A espessura de 1,0 m admitida nos cálculos acaba, de certa forma, compensando os baixos valores de condutividade hidráulica obtidos a partir dos ensaios de perda d'água sob pressão, resultando em valores de transmissividade mais elevadas, mas ainda inferiores às reais.

Em Nova Avanhandava, a transmissividade admitida para a estimativa de vazão efetuada foi da ordem de $0,67 \text{ cm}^2/\text{s}$ ($6,7 \times 10^{-3} \text{ cm/s} \times 100 \text{ cm}$ - ver TABELA 4), cerca de 13 vezes inferior àquela calculada por CRUZ e outros (TABELA 3), valor muito próximo do "fator diferença" assinalado na TABELA 5.

Para Taquaruçu, pelas vazões verificadas nas escavações (9250 l/min), o "fator diferença" estaria entre 23,9 e 25,0. Como a transmissividade assumida nos cálculos foi de $1,2 \text{ cm}^2/\text{s}$ ($1,2 \times 10^{-2} \text{ cm/s} \times 100 \text{ cm}$ - ver TABELA 4), os valores reais da transmissividade

hidráulica de Taquaruçu deveriam devem ser da ordem de $28,7 \text{ cm}^2/\text{s}$ a $30,0 \text{ cm}^2/\text{s}$.

Como visto, a maior dificuldade que se interpõe à estimativa correta de vazões em escavações é a obtenção do valor correto da condutividade hidráulica equivalente (em regime laminar) e da abertura equivalente da feição, ou seja, a transmissividade do aquífero.

As condições de campo em Taquaruçu (cotas de fundação, condições de drenagem, etc.), permitiram que a técnica de execução de ensaios de múltiplos estágios fosse aplicada, tanto em ensaios de infiltração como em ensaios de descarga do aquífero.

A idéia contida na realização dos ensaios de múltiplos estágios é a de que, com a execução de um número maior de estágios de pressão do que no ensaio de perda d'água convencional, obtém-se maior número de pares de valores de vazão e de pressão, possibilitando uma visualização dos regimes de fluxo envolvidos no ensaio (FIGURAS 26 e 27). Desta forma, é possível determinar a carga crítica (H_{cr}) e a vazão crítica (Q_{cr}), características da mudança do regime de fluxo (de laminar-linear para transição ou turbulento).

A obtenção dos valores de vazão e carga, seguramente no regime laminar, é extremamente importante, pois, nesta condição, são aplicáveis as fórmulas clássicas para cálculo de vazão em poços em aquífero confinado, a partir das quais é possível obter-se a transmissividade hidráulica da descontinuidade (TABELA 6).

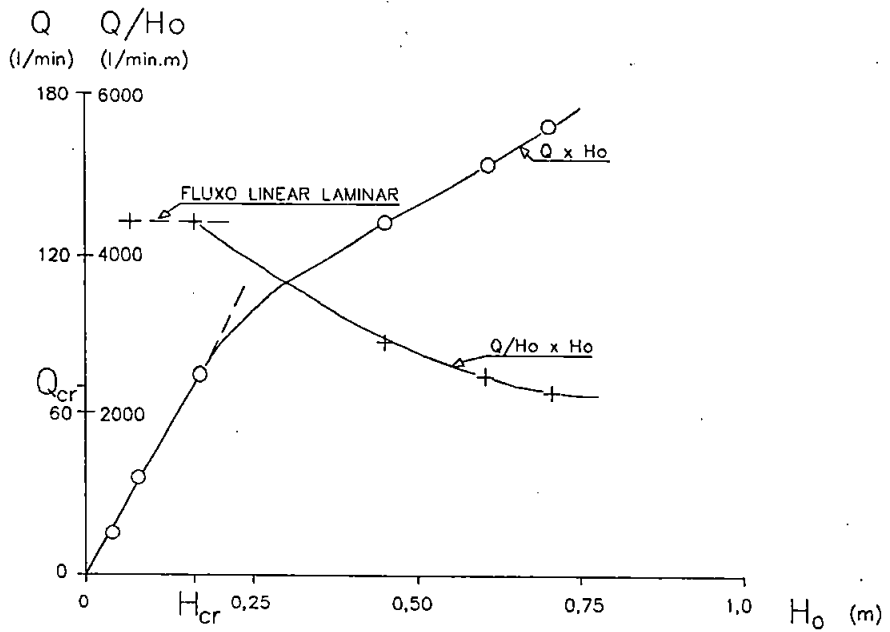


FIGURA 26 - Ensaio de múltiplos estágios - ensaio de infiltração

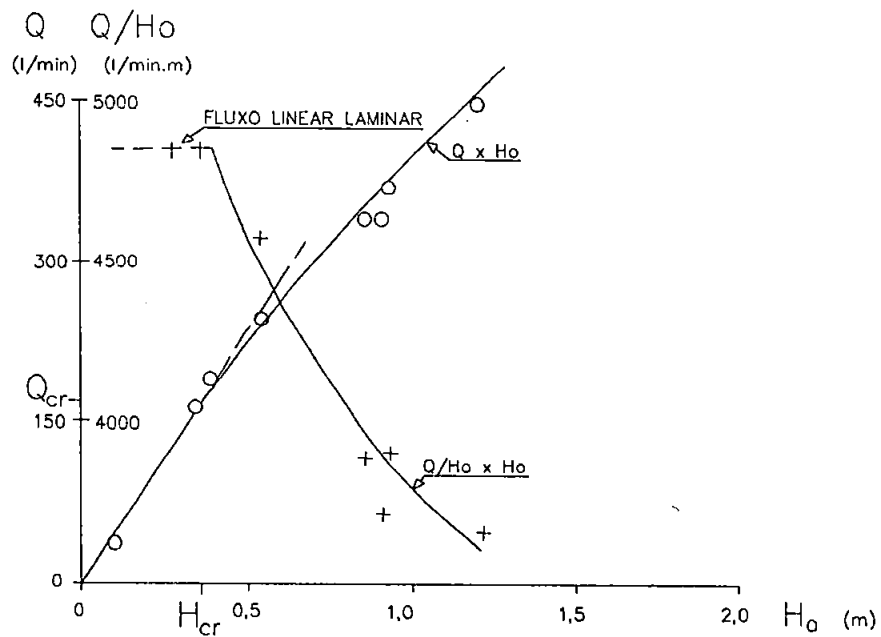


FIGURA 27 - Ensaio de múltiplos estágios - ensaio de descarga

FIGURA 27 - Ensaio de múltiplos estágios - ensaio de descarga.

TABELA 6 - Resultados dos ensaios de múltiplos estágios realizados no contato A/B.

FURO Nº	TIPO DE ENSAIO	Q _{cr} (l/min)	H _{cr} (m)	T (cm ² /s)
352 CIII	DESCARGA	12,6	0,20	10,3
338 CIII	DESCARGA	189,0	0,39	79,2
356 CIII	INFILTRAÇÃO	55,0	0,40	22,5
318 CIII	INFILTRAÇÃO	63,0	0,15	68,6
304 CIII	INFILTRAÇÃO	52,0	0,17	49,9
117 CIII	INFILTRAÇÃO	48,0	0,22	35,6
131 CIII	INFILTRAÇÃO	74,0	0,17	71,1
151 CIII	INFILTRAÇÃO	20,0	0,80	4,1

O cálculo de T, nos ensaios de múltiplos estágios, foi efetuado admitindo-se um raio de influência de 18,0 m. Durante a execução dos ensaios no campo, verificou-se que quando um furo era ensaiado, ocorriam alterações nas cargas e vazões em furos situados a 12,0 m, mas esta influência era pequena ou nula em furos a 24,0 m de distância. Adotou-se, então, o valor médio entre os furos (estes ensaios foram executados em "furos piloto" da cortina). Ressalta-se que, mesmo admitindo-se raios de influência tão extremos quanto 5,0 m e 50,0 m, os valores da transmissividade hidráulica apresentaram variação de apenas -21% e +16%, respectivamente.

Os valores de transmissividade obtidos nos ensaios de múltiplos estágios (TABELA 6) apresentam variações extremas da ordem de 20 vezes. Isto é reflexo das condições dos ensaios, uma vez que são ensaios pontuais e, portanto, extremamente susceptíveis

às variações das características físicas da descontinuidade, de local para local (abertura, preenchimento, etc.).

A média das transmissividades da descontinuidade é 46,7 cm^2/s . É mais correto, contudo, calcular-se a transmissividade média a partir dos valores médios das vazões e cargas críticas, obtidos nos ensaios. Nesta condição, a transmissividade média da descontinuidade é 33,5 cm^2/s , valor bastante próximo daquele previsto anteriormente. Como se verá no item 3.4.2, o valor da transmissividade média calculado a partir das vazões e piezometria real na escavação é da ordem de 30 cm^2/s .

Este fato ressalta a validade da realização dos ensaios de múltiplos estágios para a estimativa dos parâmetros hidráulicos equivalentes das descontinuidades presentes em maciços rochosos.

Os valores de transmissividade obtidos através dos ensaios de múltiplos estágios (33,5 cm^2/s), ou a partir das vazões e gradientes reais na escavação (30,0 cm^2/s), quando aplicados à fórmula de TODD (op.cit.) para cálculo de vazão de poços em aquíferos confinados, permite verificar que: para os raios de influência neste tipo de escavação, usualmente admitidos como sendo da ordem de 1000,0 m (IPT, op.cit.; CRUZ et al., op.cit.), tal formulação é adequada, pois as vazões assim calculadas resultaram próximas das reais (FIGURA 28), confirmando que a transmissividade do aquífero, ou seja, a "espessura" e "permeabilidade", são a principal fonte de erro nas estimativas de vazão em escavações para implantação de estruturas de concreto em barragens.

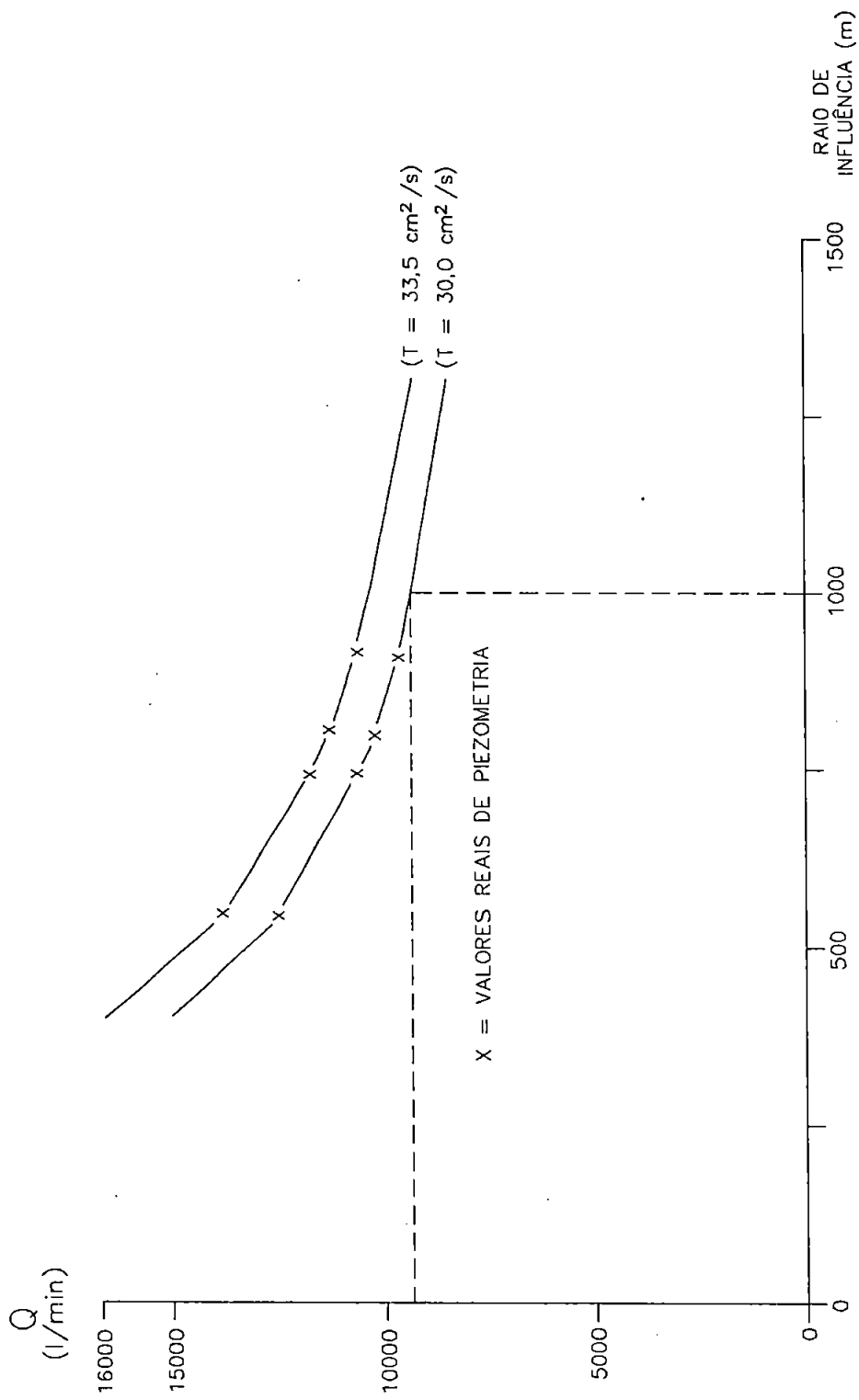


FIGURA 28 - Vazão prevista na escavação em função do raio de influência e transmissividade (T) do contato A/B.

3.4 Panorama do Fluxo com a Execução da Obra

A construção de uma obra envolve diversas etapas que se iniciam com o ensecamento do rio e terminam com o final da concretagem das estruturas, visto que o enchimento do reservatório pode ser considerado como início de operação da barragem. Nestas etapas são criadas várias situações que, quando aproveitadas, propiciam melhor conhecimento do comportamento hidrogeotécnico da fundação. As alterações nas condições de fluxo d'água no maciço se iniciam com o ensecamento do rio, se aprofundam com a escavação, e são controladas e dirigidas com os tratamentos da fundação, de forma que, com o enchimento do lago, um novo panorama de fluxo, bastante diferente daquele inicial, está instalado.

A análise do comportamento das fundações normalmente é iniciada com o enchimento do reservatório, já sob um novo quadro hidrogeotécnico. É notável a ausência de dados hidrogeotécnicos que traduzam o comportamento dos aquíferos "in natura" diante das solicitações nas fases da obra (IPT, 1979). Somente têm sido executados ensaios setorizados ou feitas observações qualitativas ou semiquantitativas não suficientemente exploradas para fins de projeto (OLIVEIRA, op.cit.).

Na fase de construção são conhecidos os ensaios realizados com traçadores em Ilha Solteira (SANCHEZ et al., op.cit.). Promissão (IPT, op.cit.), Água Vermelha (SILVA et al., 1978) e Porto Primavera (TRESSOLDI, op.cit.) que permitiram determinar direções de fluxo e gradientes em descontinuidades presentes na fundação daquelas obras.

Os ensaios de bombeamento, realizados em Ilha Solteira, Água Vermelha e posteriormente em Porto Primavera, permitiram um avanço significativo no conhecimento hidrogeotécnico das fundações destas obras, particularmente no que diz respeito à determinação dos valores da condutividade hidráulica. Os ensaios de perda d'água sob pressão podem revelar valores "indeterminados" (Água Vermelha) que são quantificados com os ensaios de bombeamento. Estes podem também determinar áreas de recarga de aquíferos, quando se dispõe de piezômetros convenientemente instalados (Água Vermelha e Porto Primavera).

Em nenhuma obra, contudo, atingiu-se o nível dos trabalhos executados em Promissão, onde o conhecimento adquirido possibilitou uma complementação dos tratamentos de fundação e a análise destes, bem como uma "adequação do sistema de drenagem às peculiaridades de cada horizonte geológico" (GUIDICINI e ANDRADE, op.cit.).

Em Taquaruçu, uma rede de piezômetros instalada desde as fases iniciais do projeto e que foi complementada após o ensecamento do rio permitiu acompanhar todas as alterações nas cargas piezométricas e vazões no contato A/B, provocadas pela construção da obra, como será visto nos próximos itens.

3.4.1 Panorama do Fluxo com a Escavação

A construção de uma usina hidrelétrica inicia-se pelo desvio e ensecamento do rio. Uma vez concluído o bombeamento da área ensecada, pode-se executar uma inspeção no leito do rio. Tais inspeções têm, em inúmeros locais, propiciado um aprofundamento no

conhecimento das relações do nível d'água do rio com as descontinuidades da fundação. Tal é o caso do paleocanal de Nova Avanhandava, identificado somente após o desvio do rio (MANO, 1987). Este interceptava as juntas nominais das cotas 305 e 310, e possibilitava a alimentação destas a montante da barragem (IPT, op. cit.).

A possibilidade de alimentação dos contatos interderrames e juntas horizontais através de canais profundos a montante das estruturas é uma preocupação constante, dadas as implicações que este fato traz para o projeto. Contudo, pouca ou nenhuma avaliação tem sido feita, mesmo ressaltando o fato de que, os mesmos canais responsáveis pela alimentação são também responsáveis pela drenagem destas descontinuidades a jusante da barragem.

Em Taquaruçu, o ensecamento possibilitou a identificação de cerca de 5 furos desobstruídos no leito do rio, dois dos quais foram instrumentados (PZ-06 e PZ-908), e os demais obturados (FIGURA 13).

A elevação do nível d'água do rio a montante, com a construção da ensecadeira, criou um desnível mais acentuado com o nível de jusante. Esta elevação se refletiu nos níveis piezométricos do contato A/B, que acusaram uma pequena elevação (FIGURA 29). Este fato foi interpretado como sendo devido a outros furos de sondagem abertos, fora da área ensecada.

As escavações, ao interceptarem o aquífero, promoveram o afluxo de água para o interior da cava. As infiltrações iniciaram-se através de fraturas que interligavam a escavação com o contato, e aumentaram com o avanço das escavações. Paralelamente, ocorreu

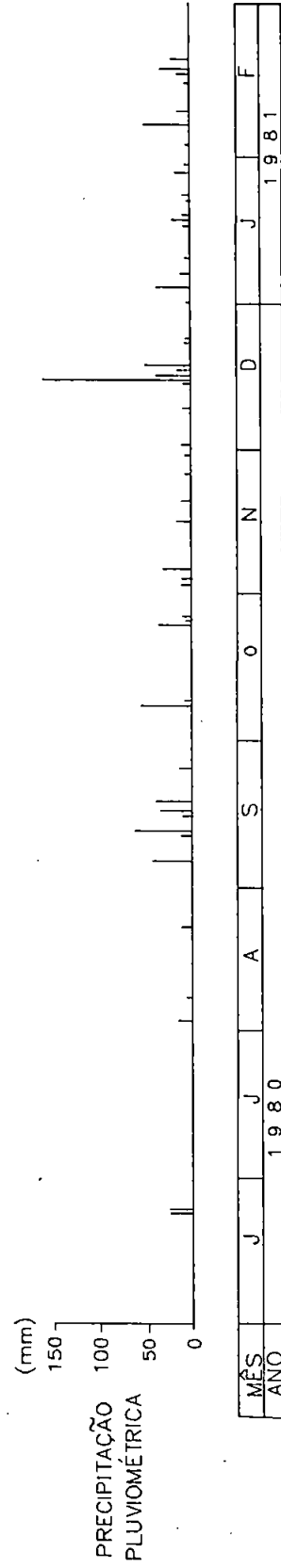
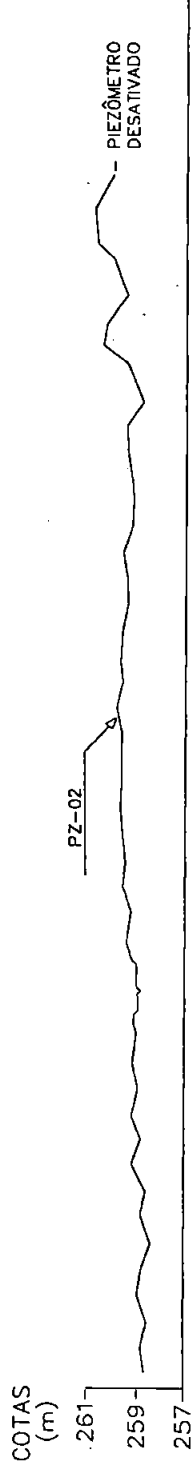
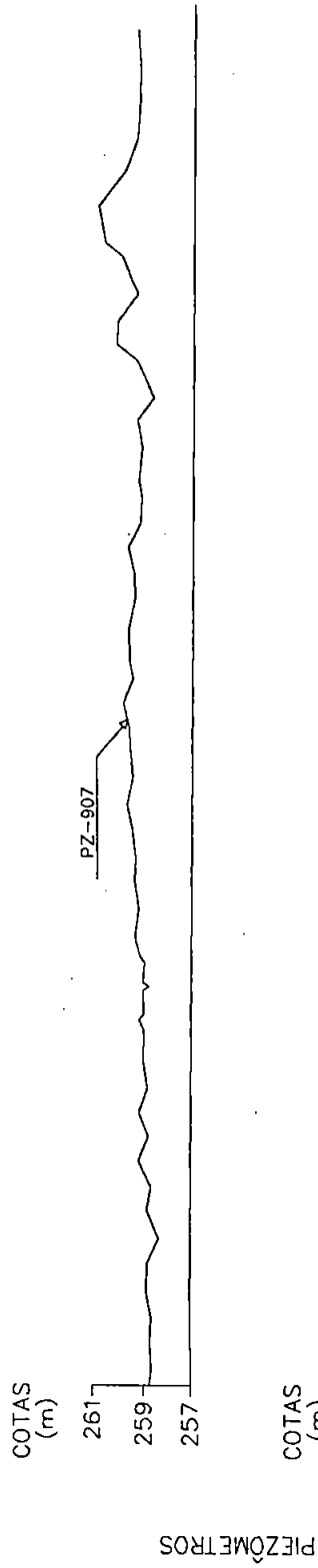
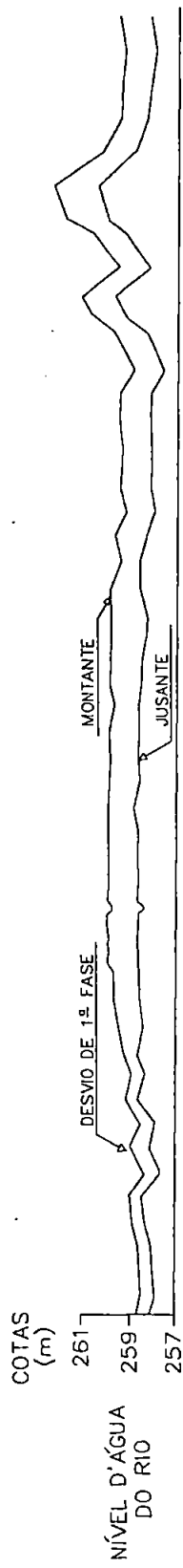


FIGURA 29 - Variação do nível piezométrico do contato A/B, com o nível d'água do rio e a precipitação pluviométrica durante o ensecamento do rio.

uma queda acentuada das cargas piezométricas. As vazões máximas obtidas foram da ordem de 12500 l/min, concomitantes a um decréscimo de 19,0 a 20,0 m nas cargas piezométricas (FIGURA 30). Após a estabilização dos níveis piezométricos as vazões apresentaram um ligeiro declínio, estabilizando-se em cerca de 9250 l/min.

Uma vez estabilizados os níveis piezométricos, as oscilações do nível do rio praticamente não se refletiram, ou se refletiram mais tenuamente nas cargas piezométricas do aquífero.

As escavações da casa de força funcionam como um grande poço de drenagem, para onde converge todo o fluxo d'água (FIGURAS 31 a 33). As cargas piezométricas são rebaixadas em uma grande área e os gradientes médios instalados, considerando-se os piezômetros mais afastados da escavação, são bastante baixos (variam de 0,022 a 0,037). Os gradientes mais elevados estão situados a jusante da barragem (0,037) e para a ombreira direita (0,030). O raio de influência estimado a partir dos gradientes médios nestas direções varia de 540,0 m a cerca de 670,0 m. Nas direções montante e ombreira esquerda, os raios de influência se situam entre 750,0 e 1000,0 m, respectivamente.

À direita e a jusante da casa de força as vazões somam cerca de 6600 l/min (70% do total) e ainda assim, nestas direções os gradientes se mantêm os mais elevados.

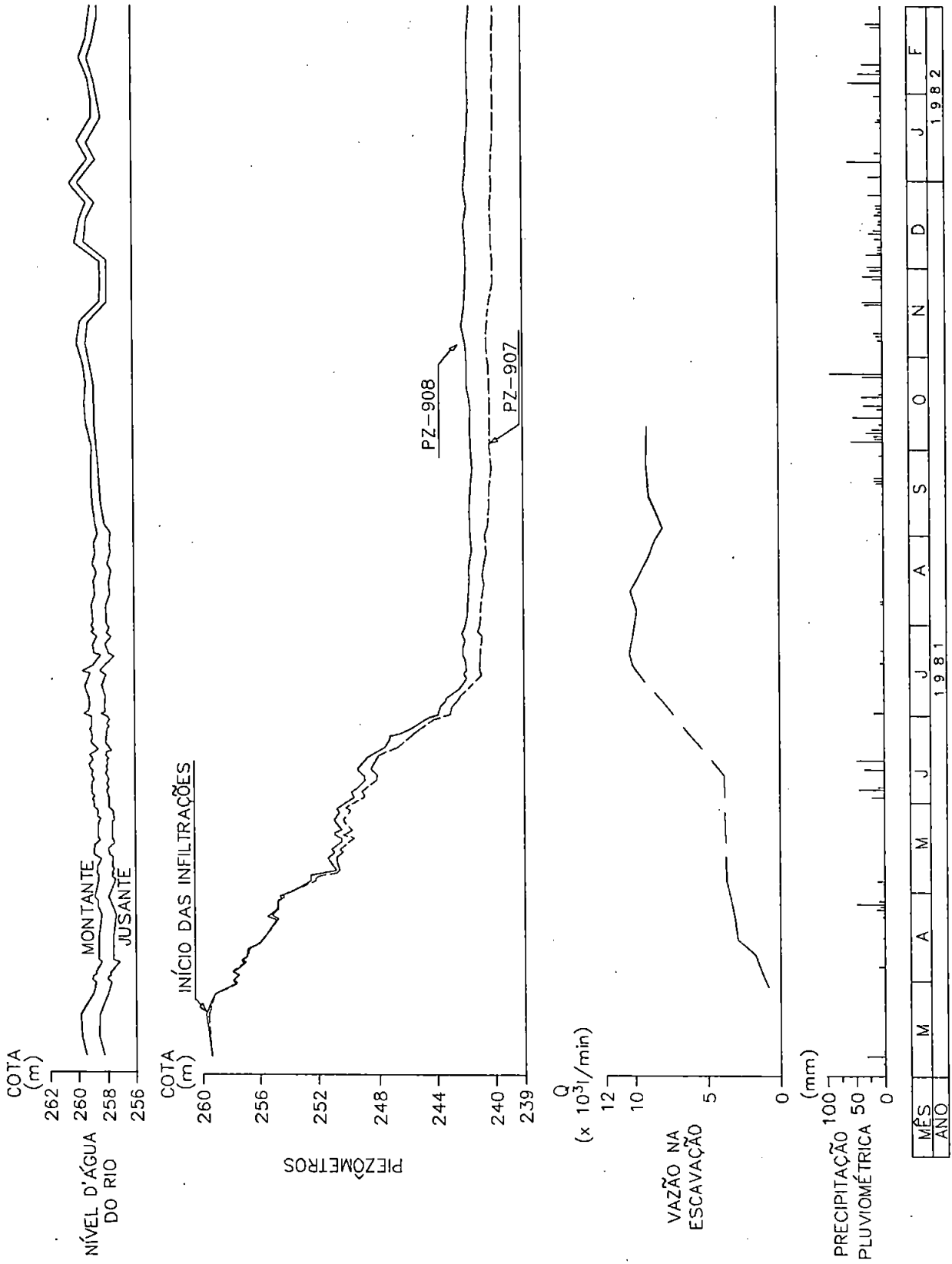


FIGURA 30 - Variação do nível piezométrico do contato A/B com a escavação e vazões de infiltração

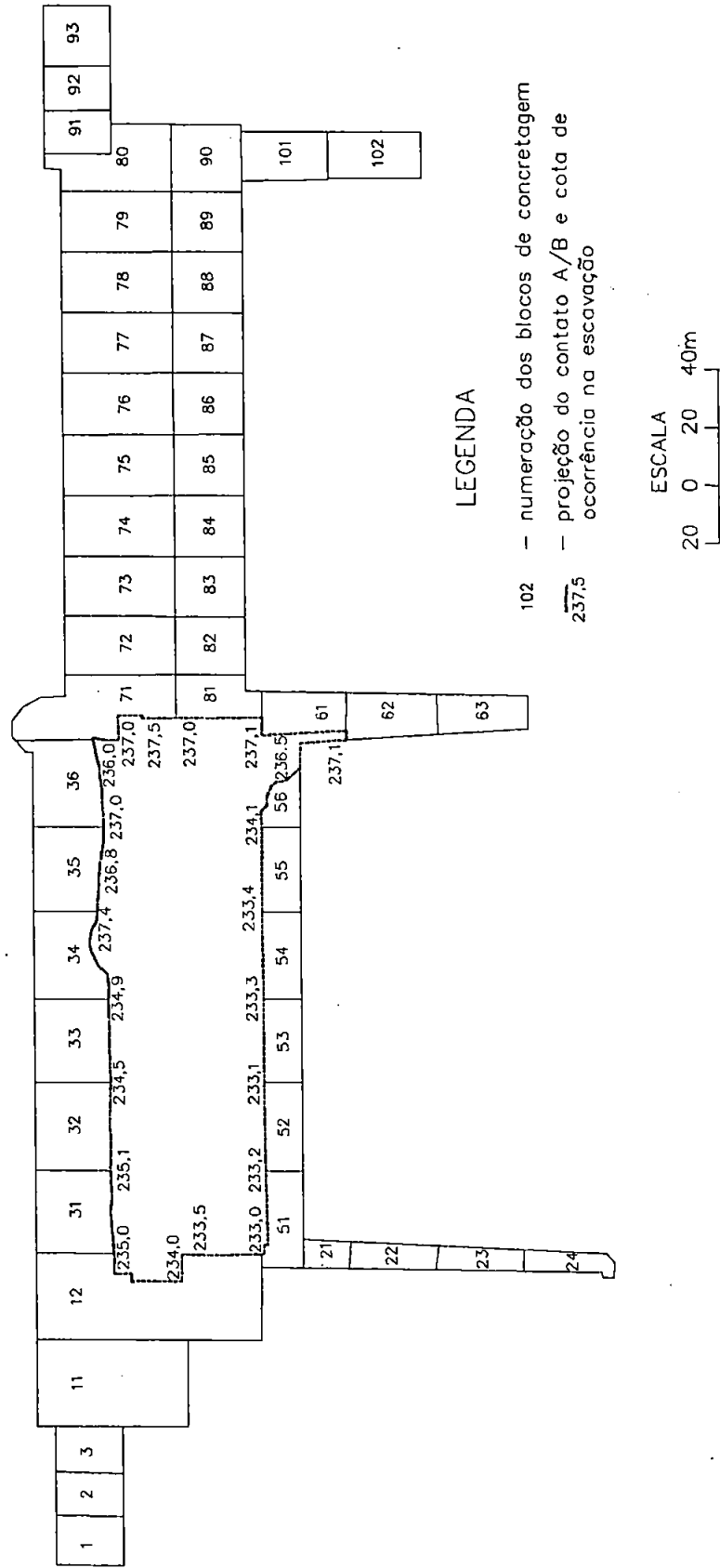


FIGURA 31 - Planta da barragem e cotas de ocorrência do contato A/B na escavação.

PZ-913
238,1

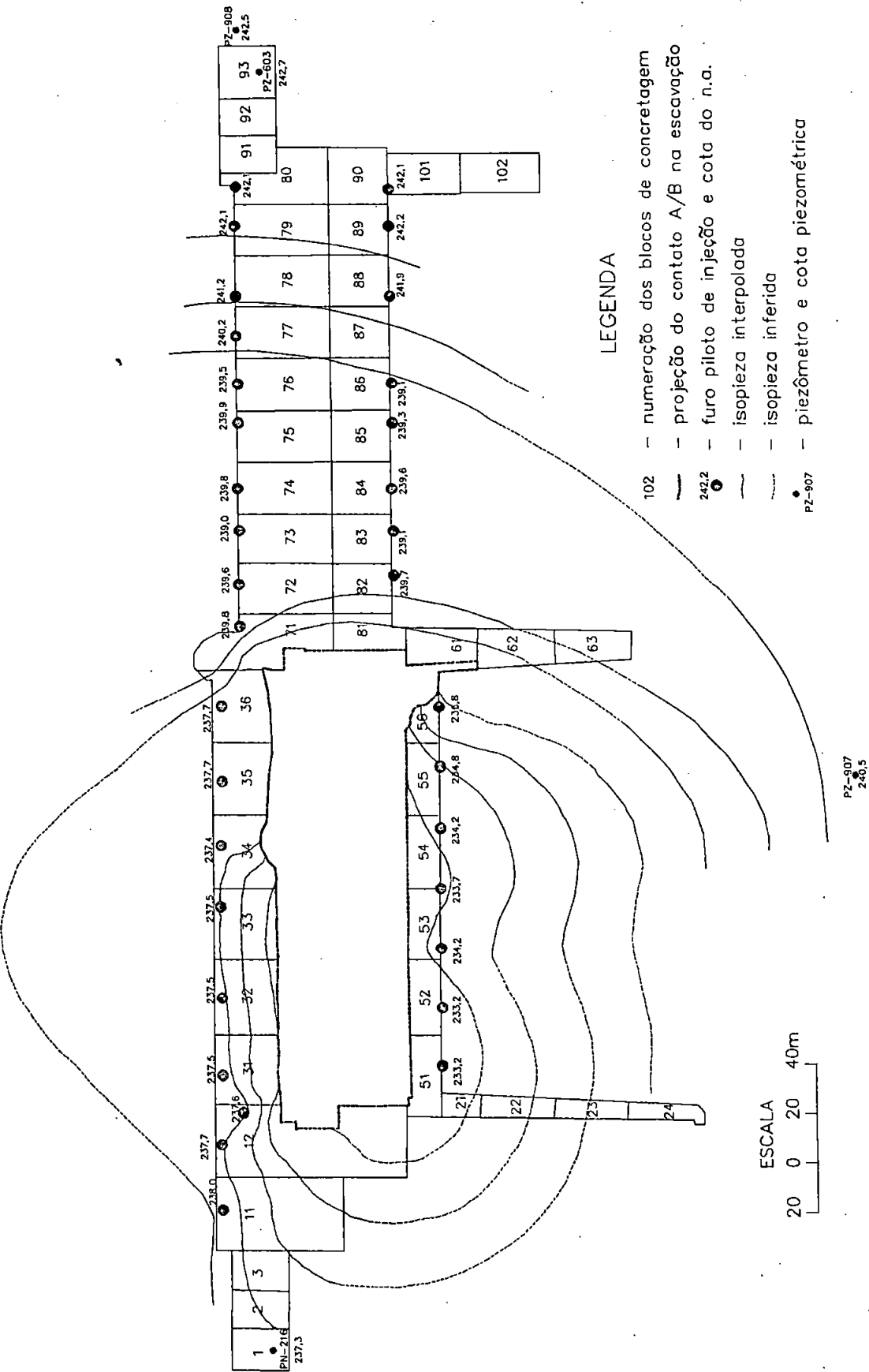


FIGURA 32 - Panorama do fluxo no contato A/B, antes das injeções.

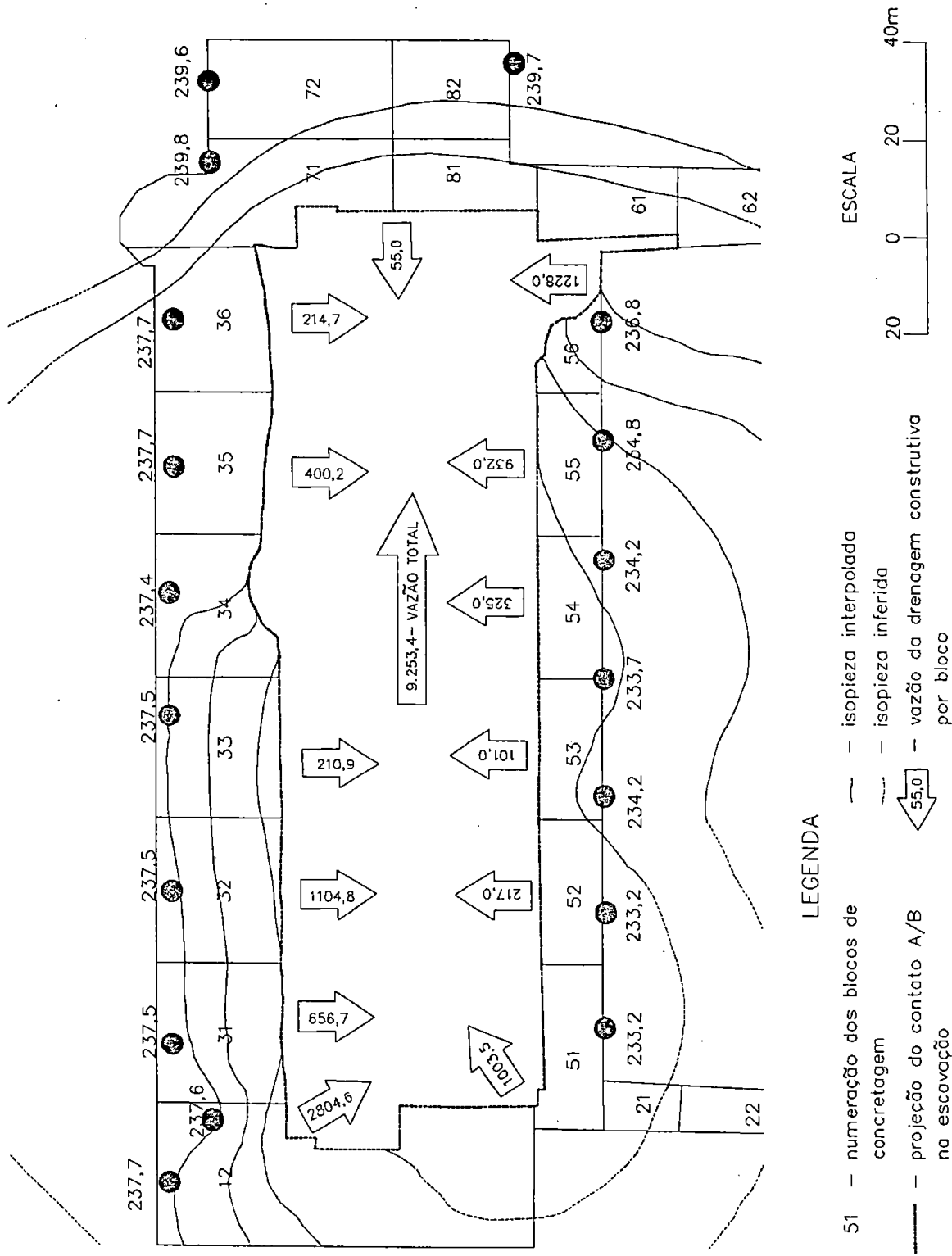


FIGURA 33 - Panorama do fluxo e vazões (l/min) na tomada d'água antes das injeções (detalhe da FIGURA 32).

Os maiores gradientes induzem a maiores vazões e podem indicar as áreas de recarga do aquífero. Os gradientes e vazões mais elevados a jusante e à direita da escavação estão de acordo com o modelo estabelecido anteriormente, que tinha como hipótese uma alimentação do aquífero pelas ombreiras, provavelmente pela ombreira direita.

As isopiezas e as vazões nas proximidades da escavação são controladas por aspectos inerentes ao contato geológico, tais como: cota de ocorrência, abertura do contato; tipo e quantidade de preenchimento, etc. As vazões distribuem-se de forma irregular ao longo do perímetro da escavação, variando de ponto a ponto, com locais de grande concentração de fluxo ao lado de pontos absolutamente estanques. As vazões, por metro de extensão linear da descontinuidade na escavação, variaram de 1,0 l/min/m até 156,0 l/min/m, com vazão média da ordem de 17,0 l/min/m.

3.4.2 Estimativa dos Parâmetros Hidráulicos do Contato A/B

A abertura de uma fratura, definida como a separação média entre as paredes rochosas, é um fator extremamente importante no fluxo. No maciço rochoso, as fraturas apresentam abertura variável, com preenchimentos dos mais diversos (argilas, materiais arenosos, materiais rochosos lamelares, materiais rijos, etc.), pontos de contato rocha-rocha, vazios com distribuição errática (canais anastomosados), etc. A importância da estimativa da abertura é que, através dela é que se pode aplicar as leis de escoamento para análise das percolações nos maciços rochosos fraturados.

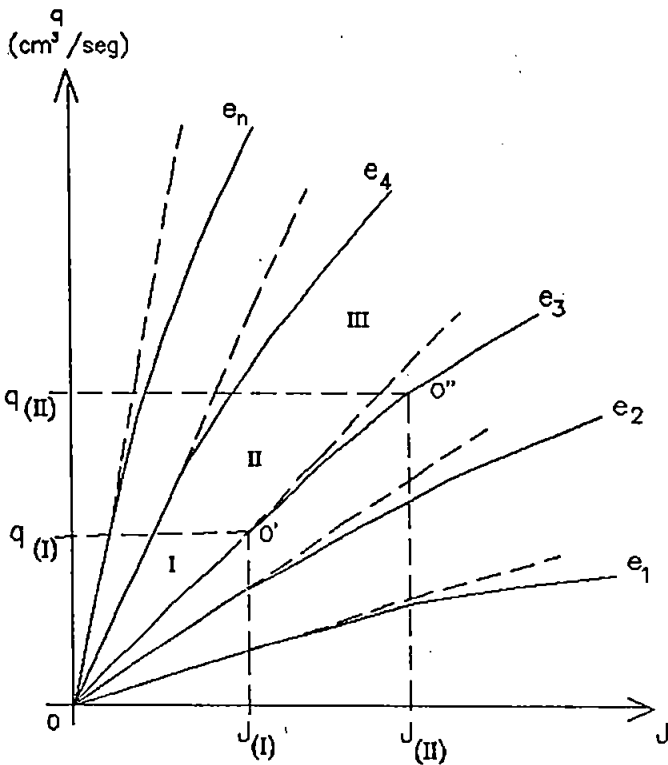
A rugosidade das fraturas é outro fator que se reveste de importância na percolação, pois influi diretamente nas perdas de carga que ocorrem durante o fluxo da água, intervindo portanto nas leis de escoamento.

Estes dois parâmetros, abertura e rugosidade, constituem-se nos fatores mais importantes para o estudo do escoamento em meios fraturados, e a sua determinação só pode ser efetuada através das leis que governam o fluxo d'água nas fraturas.

Estudos realizados por diversos autores (LOUIS, 1969; LOMIZE, 1951; QUADROS, 1982) têm possibilitado compreender melhor os diversos parâmetros que intervêm no fluxo d'água numa fratura. Ensaio de laboratório, em fraturas produzidas nos mais diversos tipos de material, têm estabelecido equações que relacionam a vazão, o gradiente e a abertura da fratura, a cada regime de fluxo (laminar, transição ou turbulento) envolvido no escoamento.

Pode-se, portanto, conhecendo-se a vazão e o gradiente, estimar a abertura (e) de uma fratura, através de fórmulas empíricas ou através de gráficos que relacionam estas grandezas (FIGURA 34).

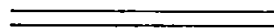
A utilização de fórmulas empíricas determinadas em laboratório, quando aplicadas às condições de campo, considera que as fraturas do maciço sejam de extensão infinita e abertura constante, transformando um meio completamente irregular, em uma fratura com uma abertura equivalente à daquelas estudadas em laboratório (FIGURA 35).



- a) O ponto O' corresponde ao limite do trecho (I) - laminar
- b) O ponto O'' corresponde ao limite do trecho (II) - transição

FIGURA 34 - Relação entre vazão (Q) e gradiente (J) com a abertura da fratura (e).

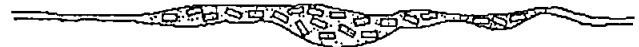
FRATURA ENSAIADA EM LABORATÓRIO



0 1 cm

ESCALA ORIENTATIVA

MODELO ESQUEMÁTICO DE FRATURA NO MACIÇO



0 20 cm

ESCALA ORIENTATIVA

$$e_{LAB} \longleftrightarrow e_{CAMPO}$$

$$K_{LAB} \longleftrightarrow K_{CAMPO}$$

$$T_{LAB} \cong T_{CAMPO}$$

FIGURA 35 - Modelo esquemático para estimativa de parâmetros hidráulicos equivalentes de discontinuidades em maciços rochosos

Esta simplificação pode levar a valores de condutividade hidráulica bastantes elevados para as fraturas do maciço rochoso e, provavelmente, maiores do que as reais. Os valores de transmissividade, no entanto, se equivalem, resultando em valores bastante próximos.

Este modelo, a despeito das simplificações, é fundamental para o entendimento das percolações nos maciços rochosos.

A condutividade hidráulica em uma fratura é função do regime de fluxo, o qual depende do gradiente hidráulico e das características da rugosidade das fraturas.

Em escavações de grandes dimensões, tais como aquelas para implantação das estruturas de concreto em uma barragem, a área de influência do rebaixamento é muito grande e, por conseqüência, os gradientes podem ser pequenos, como verificado anteriormente. Nestas condições, mesmo quando o fluxo se concentra em descontinuidades, a probabilidade é que o fluxo seja laminar (CRUZ e outros, op.cit.).

Para fluxo entre duas placas paralelas, a equação teórica proposta por POISEUILLE (in QUADROS, op.cit.) é:

$$q = \frac{ge^3}{12v} \cdot J \cdot \frac{1}{\left[1 + C \left(\frac{K}{DH}\right)^{1/5}\right]} \quad (4)$$

$\frac{1}{\left[1 + C \left(\frac{K}{DH}\right)^{1/5}\right]}$ - fator de correção, para regime não laminar
(depende da rugosidade da fratura)

K/DH - rugosidade relativa

K - rugosidade absoluta

DH - diâmetro hidráulico (DH=2e)

C - constante empírica

A constante C está associada com as perdas de carga que ocorrem durante o escoamento e depende do material. Os estudos desenvolvidos por LOUIS (op.cit.), LOMIZE (op.cit.) e QUADROS (op.cit.) resultaram em valores de C iguais a 8,8,17 e 20,5, para fraturas moldadas em concreto, vidro e granito, respectivamente. Para cada tipo de material, portanto, as relações entre K e e podem ser diferentes.

Para fluxo laminar entre placas paralelas e perfeitamente polidas (rugosidade absoluta, $K=0$) a equação de Poiseuille é então expressa por:

$$q = \frac{g e^3}{12\nu} J \quad (5)$$

onde q = vazão unitária

e = abertura da fratura

J = gradiente hidráulico

g = aceleração da gravidade

ν = viscosidade cinemática da água

que à temperatura de 20°C e ao nível do mar, pode ser reescrita da forma abaixo.

$$q = 8175 e^3 J \quad (6)$$

A condutividade hidráulica da fratura, por sua vez, pode ser calculada por:

$$K = 8175 e^2 \quad (7)$$

Os contatos entre derrames, por apresentarem mudanças constantes da abertura, preenchimentos, etc. (FIGURA 35) podem ser considerados como muito rugosos.

Neste caso, a equação para fluxo laminar em fraturas muito rugosas em granito, obtida em laboratório, é dada por (QUADROS, op.cit.):

$$q = 4233 \cdot e^{3,05} \cdot J \quad (8)$$

e a condutividade hidráulica da fratura pode ser calculada por:

$$K = 4233 e^{2,05} \quad (9)$$

Aplicando-se, às equações de fluxo acima, os dados reais de vazão e gradiente obtidos no contato A/B (uma descontinuidade basáltica), pode-se calcular seus parâmetros hidráulicos equivalentes "in natura", na região da tomada d'água (FIGURA 36 e TABELA 7). Deve-se ressaltar que a constante multiplicadora de e nas equações (4233) é função da constante empírica C , que no caso dos basaltos pode ser diferente daquela obtida em laboratório para granitos.

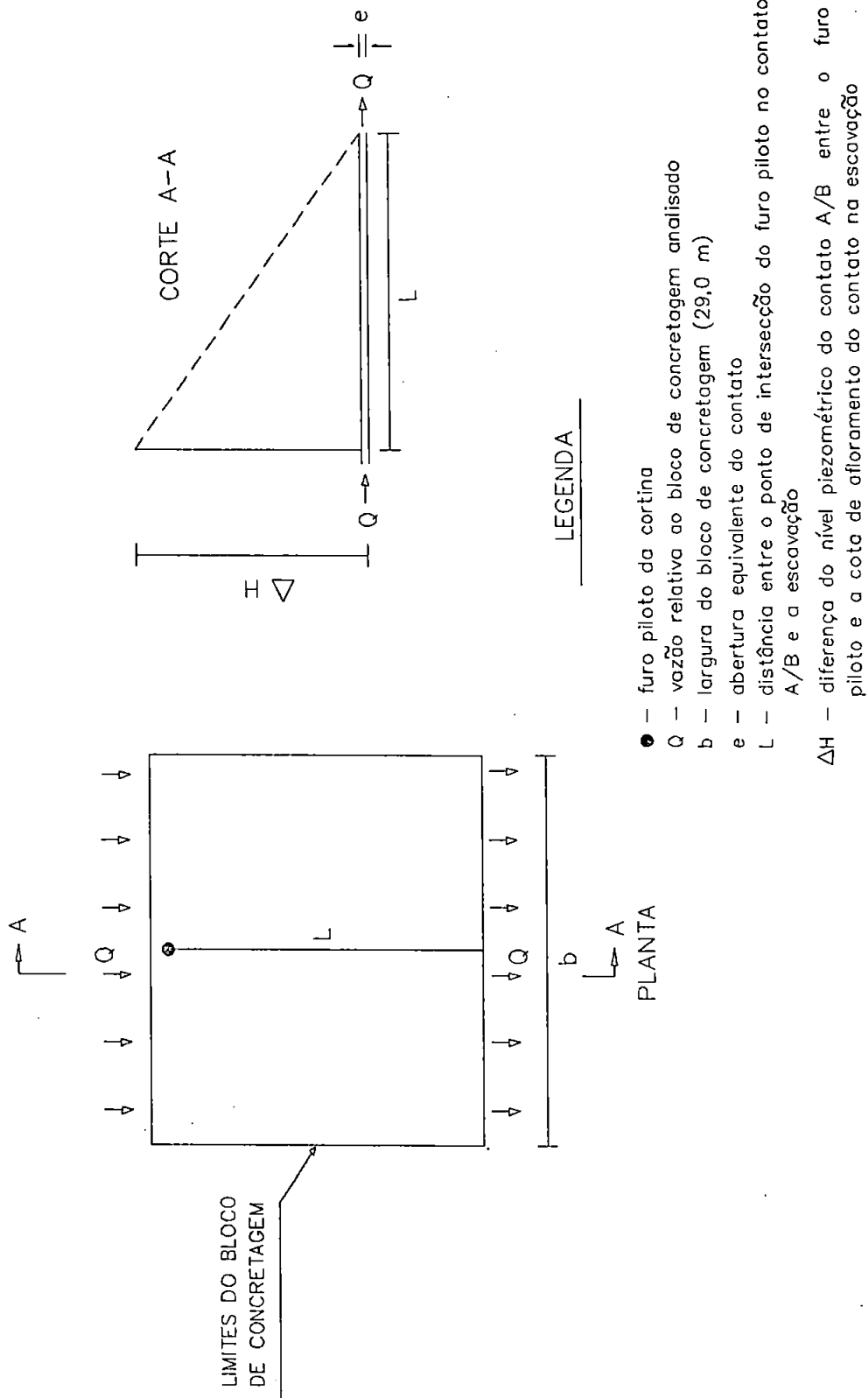


FIGURA 36 — Modelo físico para estimativa dos parâmetros hidráulicos do contato A/B, antes das injeções

TABELA 7 - Parâmetros hidráulicos equivalentes do contato A/B, na tomada d'água.

BLOCOS	H MÉDIO (m)	L MÉDIO (m)	J	g (cm ³ /s)	e (cm)		k (cm/s)		T (cm ² /s)	
					1	2	1	2	1	2
31	2,50	23,0	0,109	10878,3	0,16	0,20	209,3	156,2	33,5	31,2
32	2,70	23,3	0,116	18413,3	0,19	0,24	295,1	227,7	56,1	54,7
33	2,80	23,5	0,119	3515,0	0,11	0,14	98,9	73,5	10,9	10,2
35	0,90	20,8	0,043	6670,0	0,19	0,24	295,1	224,2	56,1	53,2
36	1,10	20,1	0,055	4305,0	0,15	0,19	183,9	141,5	27,6	26,9

- 1- Fluxo laminar, placas paralelas, perfeitamente polidas.
 2- Fluxo laminar, fraturas muito rugosas.

A análise dos dados permite verificar que, embora os valores de abertura equivalente e condutividade hidráulica sejam diferentes, os valores de transmissividade para as duas condições de rugosidade da fratura são bastante próximas para cada bloco analisado (variação de cerca de 5% em média).

O fluxo nas fundações da tomada d'água estabeleceu-se segundo dois gradientes bem distintos, de acordo com as cotas de ocorrência do contato A/B na escavação (FIGURA 33). Nos blocos 31 a 33 os gradientes foram da ordem de 0,11 a 0,12, enquanto que nos blocos 35 e 36 os gradientes variaram de 0,04 a 0,05 (TABELA 7). Aplicando-se a estas duas subáreas da tomada d'água as mesmas formulações e conceitos que foram aplicados a cada bloco desta estrutura, pode-se calcular os parâmetros hidráulicos médios da descontinuidade, mais representativos porque envolvem maiores porções do maciço (TABELA 8).

TABELA 8 - Parâmetros hidráulicos equivalentes médios do contato A/B, antes das injeções.

BLOCOS	H MÉDIO (m)	L MÉDIO (m)	J	q ₃ (cm ³ /s)	e (cm)		k (cm/s)		T (cm ² /s)	
					1	2	1	2	1	2
31 a 34	2,69	23,3	0,112	32873,3	0,15	0,19	189,8	146,5	28,0	28,4
34 a 36	0,9	20,5	0,044	10248,3	0,16	0,20	203,6	159,1	32,1	32,1

- 1- Fluxo laminar, placas paralelas perfeitamente polidas.
 2- Fluxo laminar, fraturas muito rugosas.

A transmissividade equivalente média do contato A/B "in natura" pode ser considerada como sendo da ordem de 30,0 cm²/s, valor bastante próximo daquele calculado a partir dos ensaios de múltiplos estágios.

Os valores aqui alcançados, quando comparados aos valores obtidos em outras obras (TABELA 9) mostram que a condutividade hidráulica das descontinuidades basálticas são efetivamente bem mais altas do que aquelas normalmente obtidas a partir dos ensaios de perda d'água sob pressão. As limitações dos equipamentos, os gradientes envolvidos no ensaio, etc. podem induzir a erros na estimativa da condutividade hidráulica destas feições, que facilmente atingem a ordem de dezenas, se não centenas de vezes.

TABELA 9 - Condutividade hidráulica e transmissividade de descontinuidades basálticas.

OBRA	V (cm/s)	J	K (cm/s)	T (cm ² /s)	REFERÊNCIA
PROMISSÃO	1,2 1,6	0,24 0,06	5,0* 26,7*	-	IPT, 1979
ILHA SOLTEIRA	0,012	0,01	1,2*	-	OLIVEIRA, 1981
NOVA AVANHANDAVA	-	-	-	9,0	CRUZ E OUTROS, 1983
PORTO PRIMAVERA	1,0 10,0	0,1 1,0	0,1 3,0	30,5**	TRESSOLDI, 1987*

* Calculado através da fórmula $K = V/J$

** Transmissividade mínima

3.4.3 O Tratamento das Fundações por Injeção de Cimento

O projeto do tratamento da fundação objetivou, por meio da injeção de calda de cimento, reduzir a condutividade hidráulica das principais feições condutoras de água do maciço, principalmente o contato A/B.

O tratamento constou de uma cortina de vedação circundando todo o perímetro das estruturas da tomada d'água/casa de força e do vertedor (FIGURA 37, 38 e 39). Na tomada d'água, a cortina foi projetada de forma a minorar, sob a fundação desta, o fluxo lateral proveniente do hall de montagem e muro direito. Nos muros de ligação direito e esquerdo foram realizadas somente injeções rasas de consolidação/ligação concreto-rocha. No hall de montagem a cortina profunda foi executada somente com uma linha de injeção.

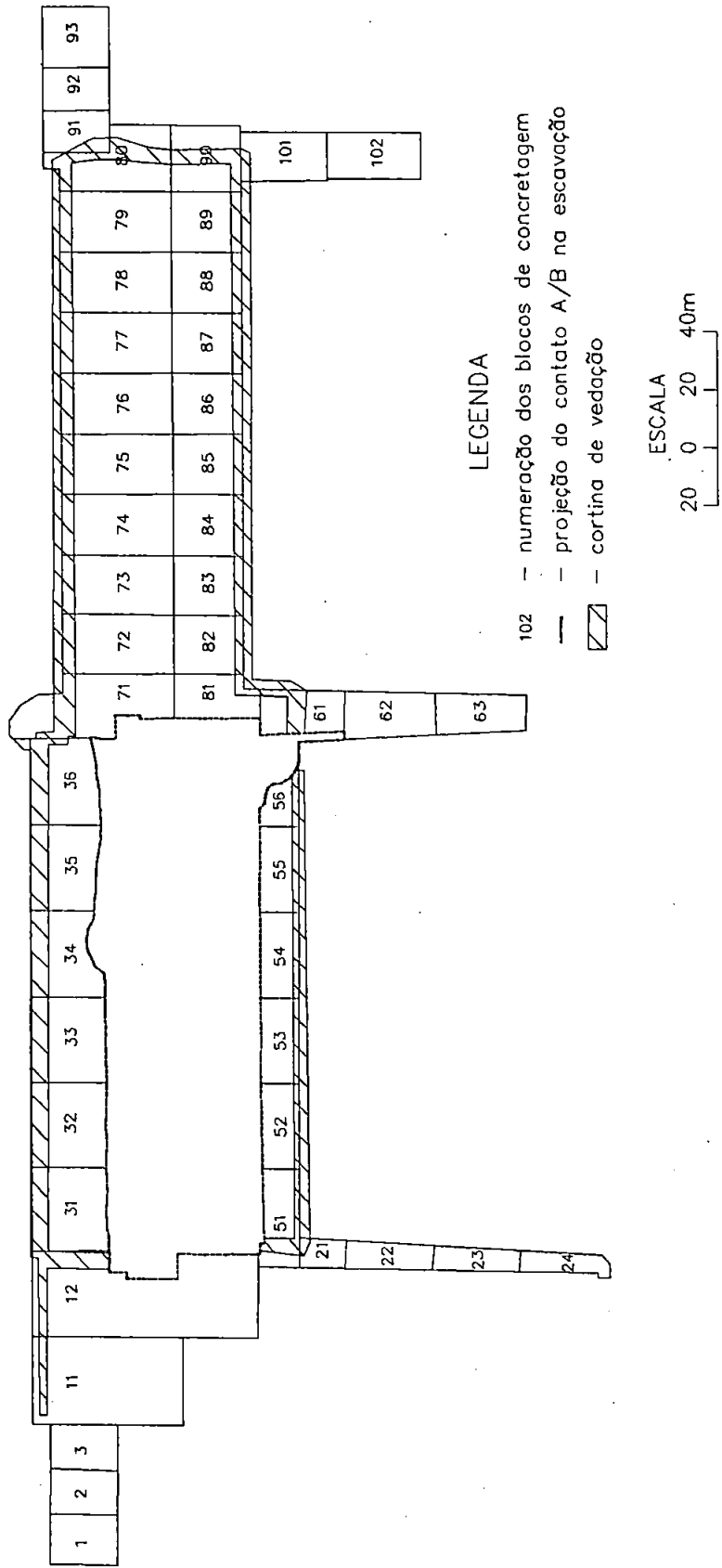
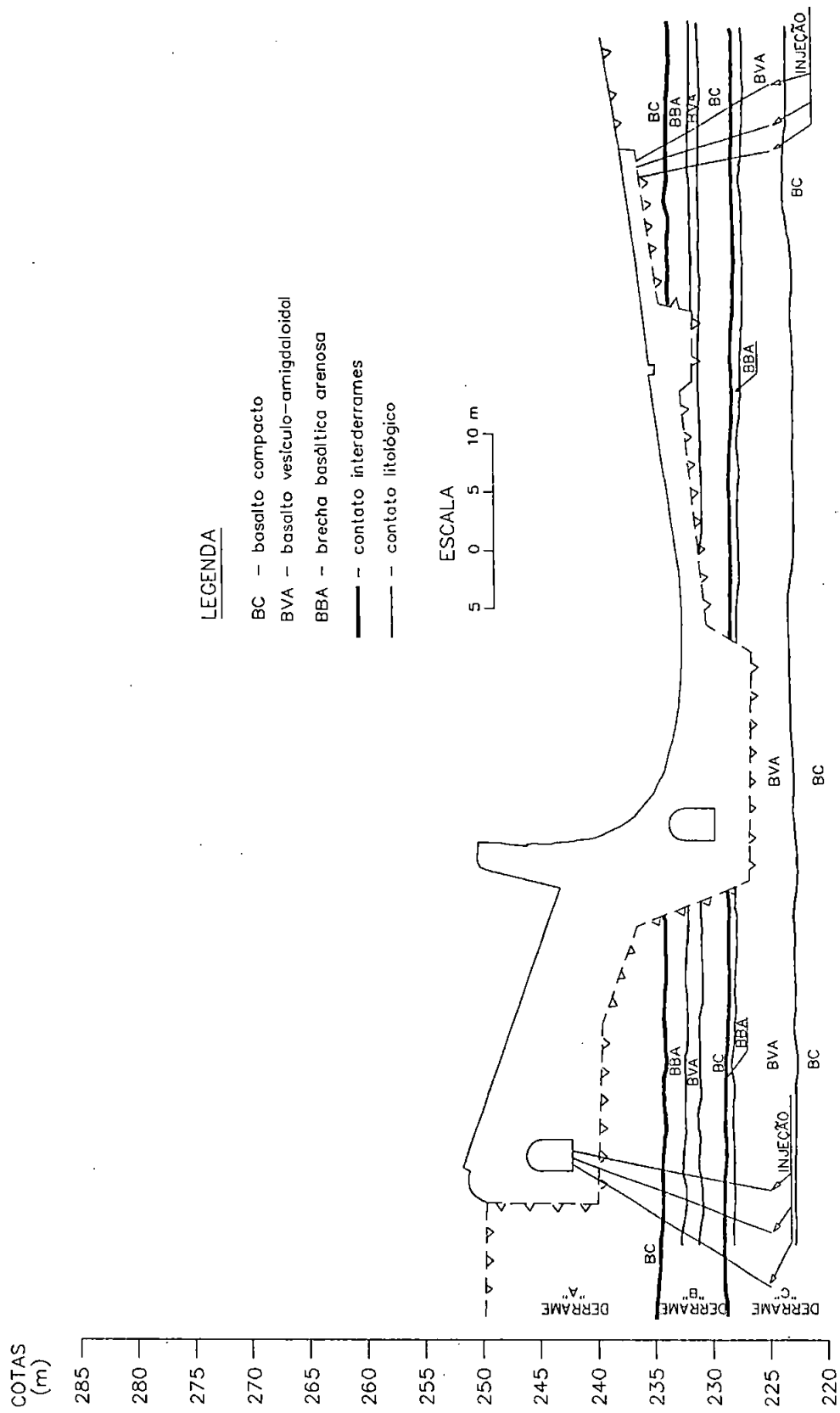


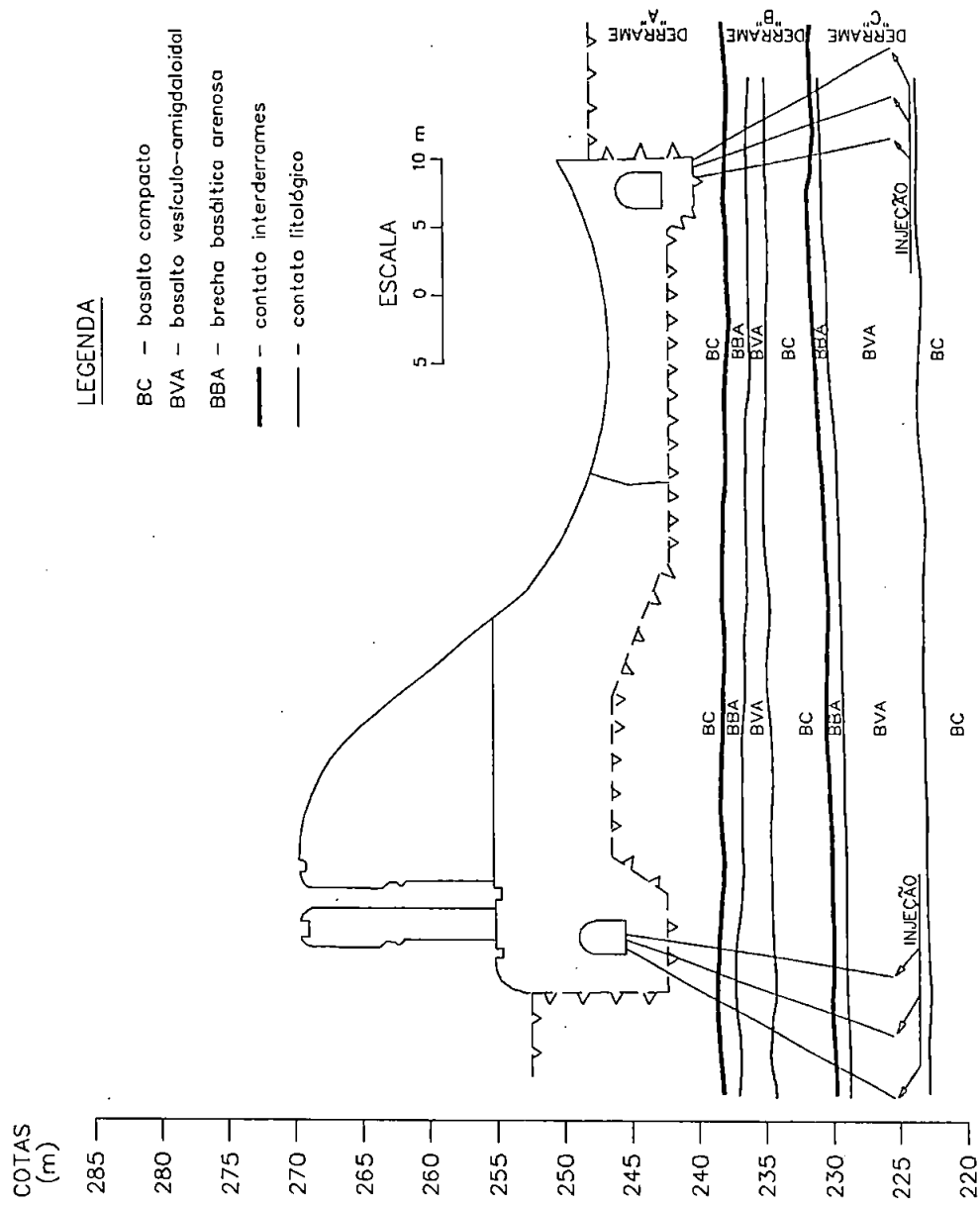
FIGURA 37 – Planta de localização da cortina de vedação.



LEGENDA

- BC - basalto compacto
- BVA - basalto vesículo-amiçdaloidal
- BBA - brecha basáltica arenosa
- contato interderrames
- - - contato litológico

FIGURA 38 - Localização da cortina de vedação - Tomada d'Água/Casa de Força.



LEGENDA

- BC - basalto compacto
- BVA - basalto vesiculado-amigdaloidal
- BBA - brecha basáltica arenosa
- contato interderrames
- contato litológico

FIGURA 39 - Localização da cortina de vedação - Vertedores.

A cortina foi formada por 3 linhas de furos. Em cada linha, os furos foram espaçados de 3,0 m, com inclinações de 30°, 20° e 10°, para as linhas externa, central e interna, respectivamente, inclinados para fora das estruturas de concreto. Tal disposição resultou numa malha quadrada de 3,0 m. de lado na cota 225,0 m., profundidade final da cortina.

A perfuração e injeção em cada linha obedeceu ao método da diminuição sucessiva do espaçamento ("split spacing"), iniciando-se pelos furos da linha externa, seguindo-se os da linha interna e concluindo-se pela linha central. No início dos trabalhos, devido ao fluxo d'água para o interior da escavação e conseqüente arraste de calda, optou-se pela realização de um anteparo, constituído pela linha interna, que passou a ser a primeira a ser injetada, impedindo a perda de calda quando da injeção das outras linhas.

As pressões de injeção foram de 0,50 kg/cm², por metro de profundidade do obturador.

As injeções deveriam obedecer aos critérios de mudança do traço da calda, conforme a TABELA 10.

A injeção de um trecho era considerada encerrada quando, mantendo-se por 10 minutos a pressão de injeção especificada, não se verificava absorção de calda.

O acompanhamento sistemático dos trabalhos de injeção permitiram que, após a execução de cerca de 34 % da cortina, fosse feita uma primeira avaliação dos resultados, a partir da análise das absorções até então verificadas (FIGURAS 40 a 42). Os resultados, como será visto a seguir, permitiram adequar os trabalhos de injeção ao meio tratado.



TABELA 10 - Critérios para mudança do traço da calda de Taquaruçu.

RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO/AREIA (em peso)	BENTONITA (%)	ABSORÇÃO MÁXIMA (kg sólidos/m)	TEMPO DE ESPERA (horas)
1,0/1,0/0,0	3	100	0
0,7/1,0/0,0	2	100	0
0,5/1,0/0,0	0	200	3
0,5/1,0/0,0	0	200	0
0,5/1,0/0,5	0	até a recusa	-

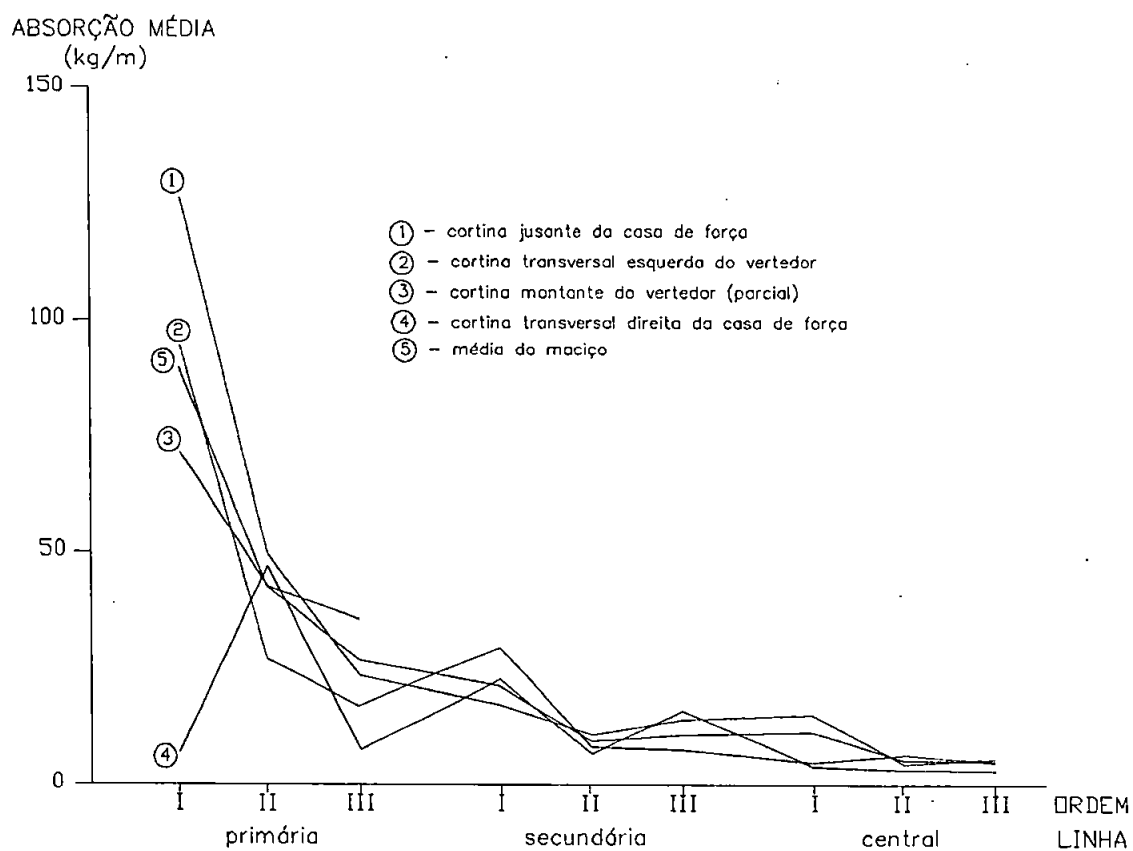


FIGURA 40 - Absorções médias do maciço

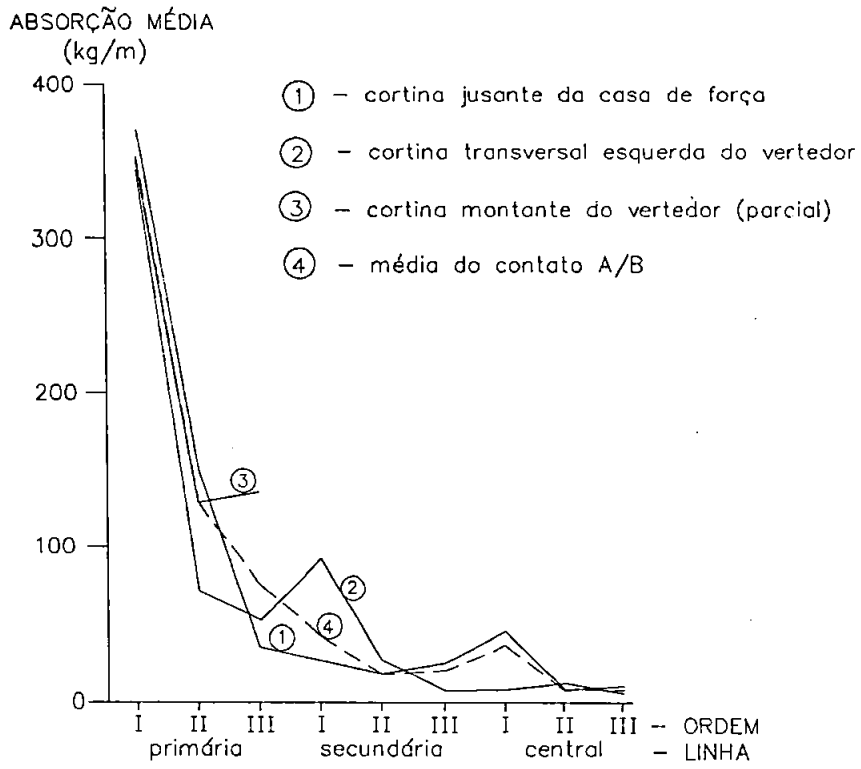


FIGURA 41 - Absorções médias do contato A/B

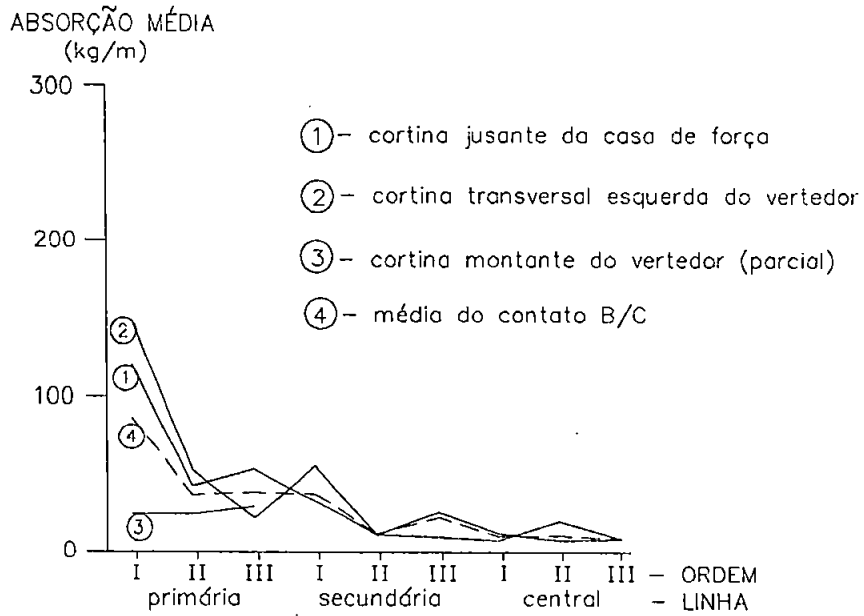


FIGURA 42 - Absorções médias do contato B/C

O comportamento usual observado, quando se faz este tipo de análise em maciços basálticos, é o de uma queda acentuada das absorções das primeiras linhas e ordens para as demais. Esta é uma regra para as descontinuidades basálticas, que são as feições mais injetáveis do maciço. Notam-se, contudo, picos de absorções médias mais elevadas, mesmo nas fases finais de injeção. Estes gráficos, muito utilizados na análise da eficiência dos trabalhos de injeção, mostram curvas de absorções médias do maciço, ressaltando que as absorções tendem efetivamente a diminuir com o avanço dos trabalhos de injeção. Os valores aproximam-se de valores residuais, muito próximos daqueles para o simples preenchimento dos furos abertos. Os últimos furos a serem injetados, contudo, podem apresentar ainda absorções bastante elevadas, responsáveis pela colmatação de importantes caminhos de percolação. Estes furos podem ocorrer ao lado de vários outros com absorções praticamente nulas.

A análise das absorções em Taquaruçu (FIGURAS 41 e 42), sugeriu, de imediato, o cancelamento dos furos de Ordem I e II da linha secundária e todos os furos da linha central, por apresentarem absorções médias muito baixas.

Tais gráficos, no entanto, por apresentarem absorções médias gerais da cortina, podem não ressaltar particularidades das absorções, tais como, trechos do maciço onde ocorrem inversões de absorção ou em que linha e ordem as absorções médias intermediárias (20,0 a 50,0 kg/m) passam a ocorrer com mais frequência.

A divisão dos furos já injetados, em 5 classes de absorção (FIGURA 43), mostra que o maciço é efetivamente injetado por apenas 30 % dos furos (furos com absorções médias superiores a 20 kg/m).

Cerca de 70 % destes apresentam absorções suficientes apenas para o preenchimento dos furos abertos ou absorções pouco superiores a estas (furos com absorções médias inferiores a 8,5 kg/m).

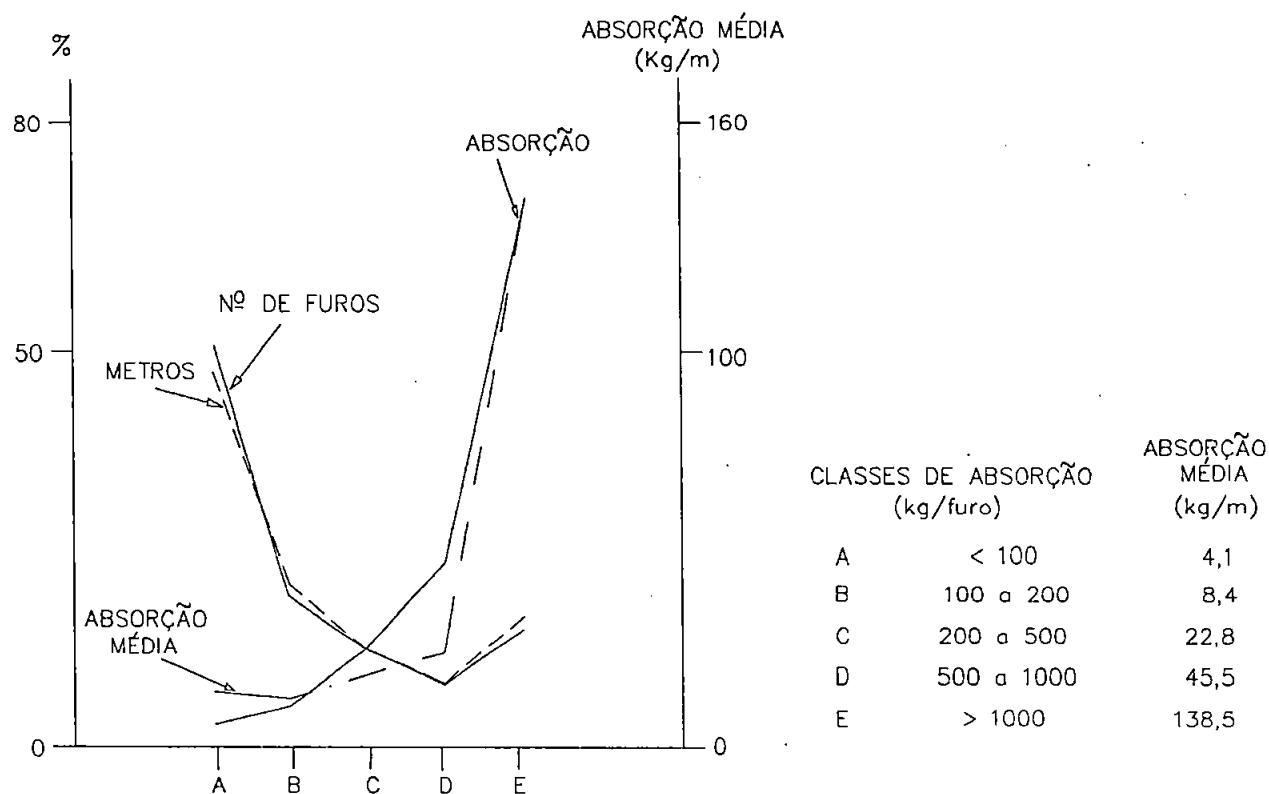


FIGURA 43 - Distribuição das absorções de cimento, segundo 5 classes de absorção

Tal fato traz repercussões inegáveis em nível de custo (FIGURA 44). Apenas para os furos de Ordem I da linha primária os custos da injeção são superiores aos da perfuração. Nos furos de Ordem III da linha primária os custos da perfuração já são 100% mais elevados que os da injeção. Nas demais linhas, os custos da perfuração são sempre superiores, superando em 3 a mais de 10 vezes o custo da injeção.

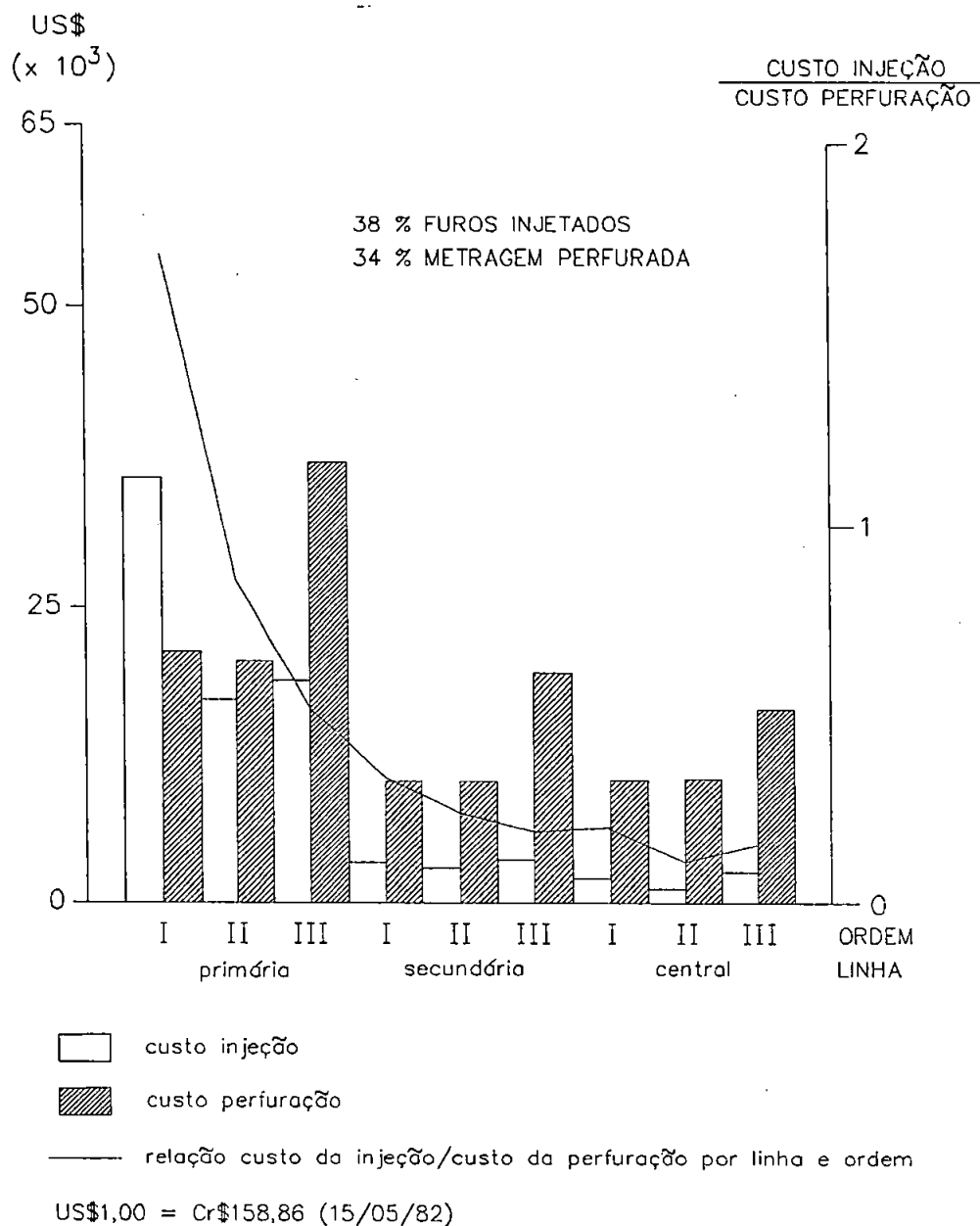
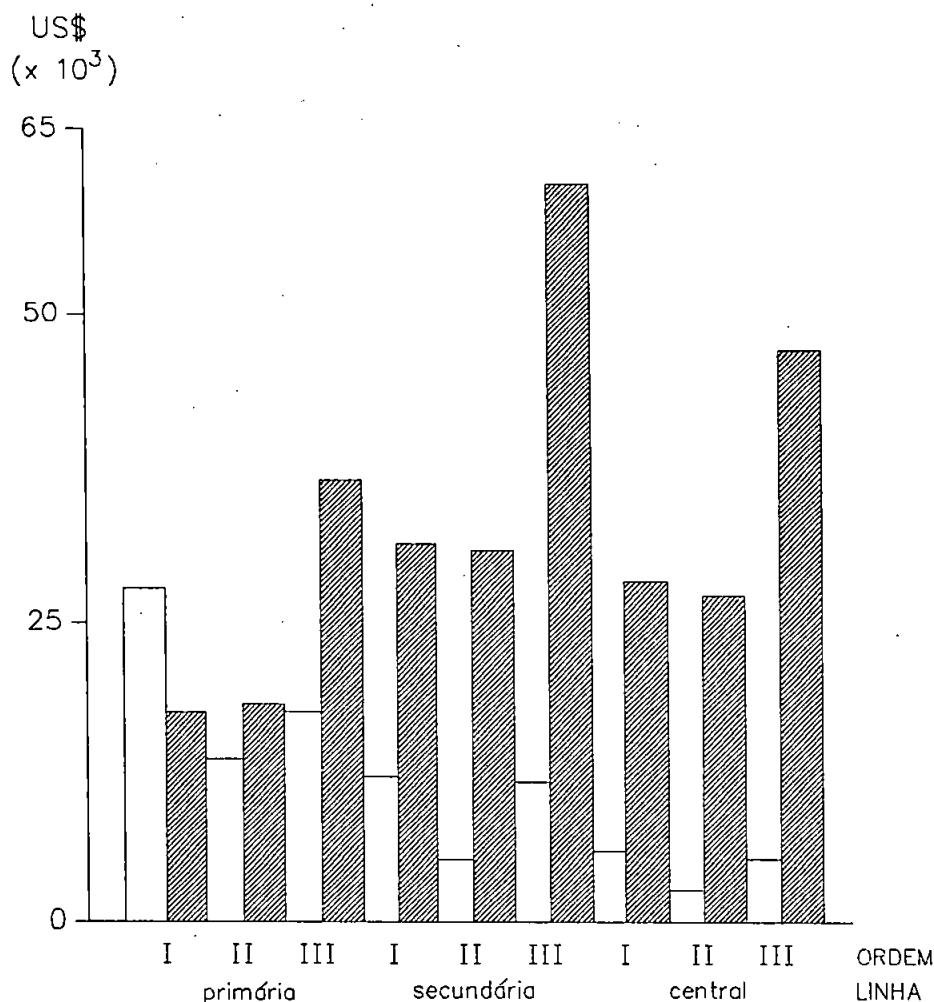


FIGURA 44 - Custo das injeções e custo das perfurações - parcial

A previsão de custos para o restante da cortina (FIGURA 45), projetada com base nas absorções médias verificadas na sua parte concluída, demonstra que seria desejável o cancelamento dos furos onde a relação custo/benefício assim o indicasse.



Nota: considerou-se que todos os furos restantes seriam executados.

□ custo injeção
▨ custo perfuração

US\$1,00 = Cr\$158,86 (15/05/82)

FIGURA 45 - Previsão de custos para a cortina de vedação.

Para auxiliar na identificação dos furos que poderiam ser cancelados, analisaram-se suas absorções, por linha e ordem, segundo as cinco classes analisadas anteriormente (FIGURA 46).

Verifica-se que os furos com baixas absorções (menos de 8,5 kg/m) somam cerca de 70 %, já nos furos de ordem III da linha primária. Esta relação é sempre crescente nas demais linhas, atingindo 90 % nos furos de Ordem II e III da linha central.

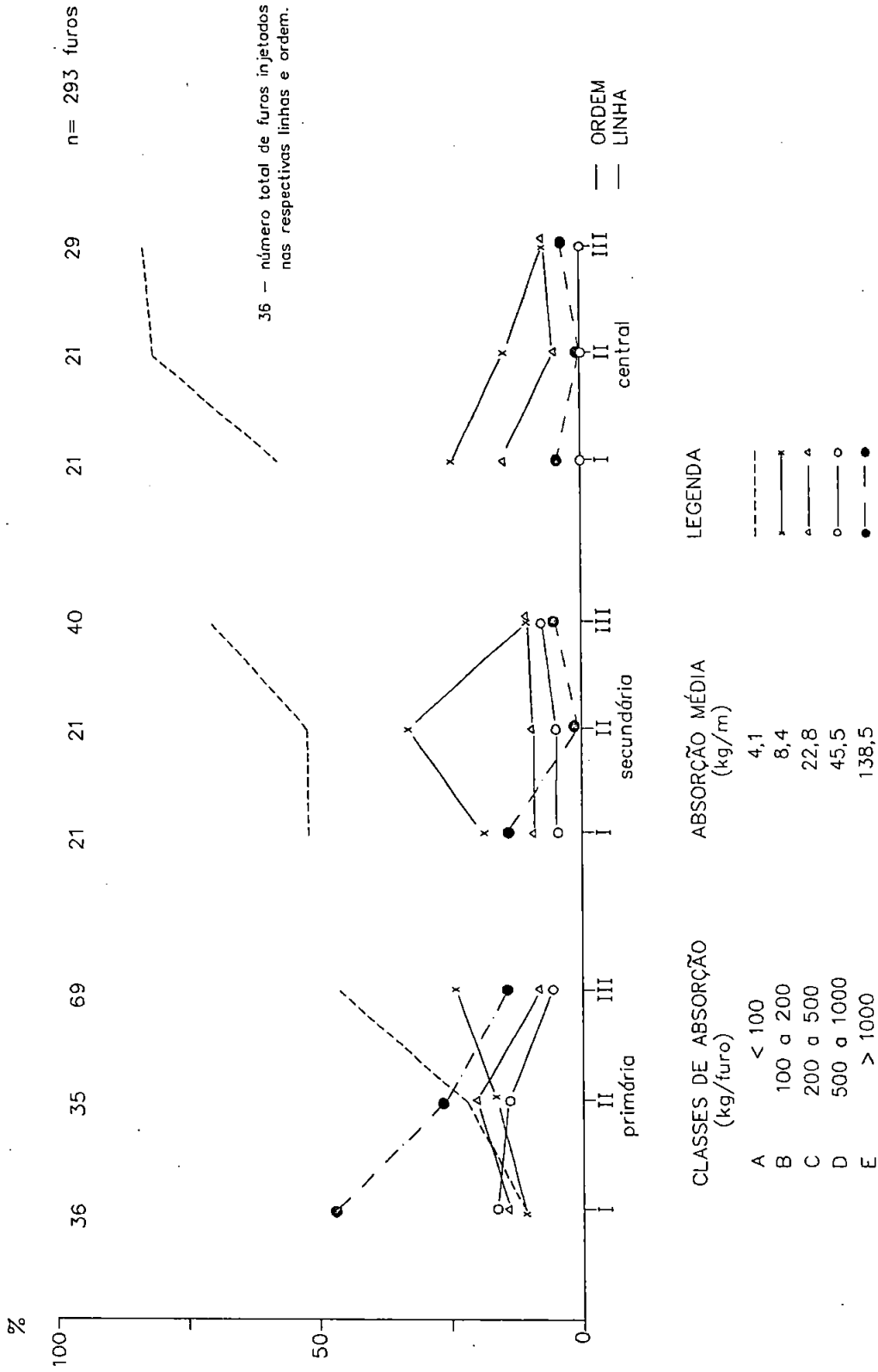


FIGURA 46— Distribuição dos furos de injeção de cada linha e ordem, segundo classes de absorção, em relação ao total de furos injetados, de cada linha e ordem.

Por outro lado, as maiores absorções ($> 40,0$ kg/m) são parte significativa nos primeiros furos injetados (65 % dos mesmos). Esta participação cai para 20 % nos furos de Ordem III da linha primária e não ultrapassa 5 % dos furos de Ordem II da linha secundária em diante. Nesta etapa passam a ter importância os furos com absorções intermediárias (de 20,0 a 40,0 kg/m) que representam 15 % dos furos em toda a linha secundária e na primeira ordem da linha central.

Com base nestes dados, estabeleceu-se que no restante da cortina seriam injetados todos os furos da linha primária e os furos de Ordem I e II da linha secundária, cancelando-se a injeção dos furos da linha central. Condicionou-se a execução dos furos de Ordem III da linha secundária às absorções dos furos de Ordem I e II a eles adjacentes (absorções maiores que 50 kg/m em qualquer trecho). A adoção de tal procedimento poderia reduzir em até 50% o número de furos a injetar.

Este procedimento foi adotado para a injeção das cortinas de montante da tomada d'água e vertedor e da cortina jusante do vertedor.

3.4.4 Eficiência da Cortina de Vedação - 1ª Avaliação

As injeções executadas até então introduziram no maciço cerca de 379 toneladas de sólidos (cimento, areia e bentonita) com absorções médias da ordem de 34 kg/m e 563 kg/furo.

Não se pretende aqui analisar a eficiência dos trabalhos de injeção (queda de absorção nas etapas e análise de ensaios de perda d'água). A análise será restrita aos objetivos fins da cortina de

vedação, ou seja, controle de vazões e cargas piezométricas no contato A/B. Tal avaliação foi efetuada, num primeiro momento, pela comparação entre as cargas piezométricas e vazões, antes e após as injeções, e posteriormente pela realização de um ensaio hidrogeotécnico.

3.4.4.1 Efeitos nas Vazões e Níveis Piezométricos

O fluxo no contato A/B após as injeções (FIGURAS 47) mostra alterações sensíveis quando comparado com aquele verificado antes das injeções. É obvio que tal quadro reflete uma conjugação entre as alterações impostas pelas injeções e pela concretagem. A drenagem instalada no contato A/B, denominada drenagem construtiva, (FIGURA 48) procurou captar todas as saídas d'água, conduzindo-as para a galeria inferior na casa de força. O concreto obstruiu o contato somente onde as vazões eram praticamente nulas, contribuindo, no entanto, para elevação das cargas piezométricas. Esta contribuição, contudo, deve ser pequena, pois apenas cerca de 30% do contato A/B exposto pela escavação foi obstruído, em locais de vazões nulas ou muito baixas. Desta forma, a concretagem também pouco contribuiu para a redução das vazões. O fato dos piezômetros instalados em alguns dos drenos construtivos (DPZ's - 3,7,23 e 28) registrarem cargas piezométricas ao nível do contato A/B, indica que a drenagem não está em carga, não contribuindo portanto para a elevação dos níveis piezométricos no contato. Assim, pode-se admitir que as alterações verificadas são, em grande parte, devidas exclusivamente às injeções.

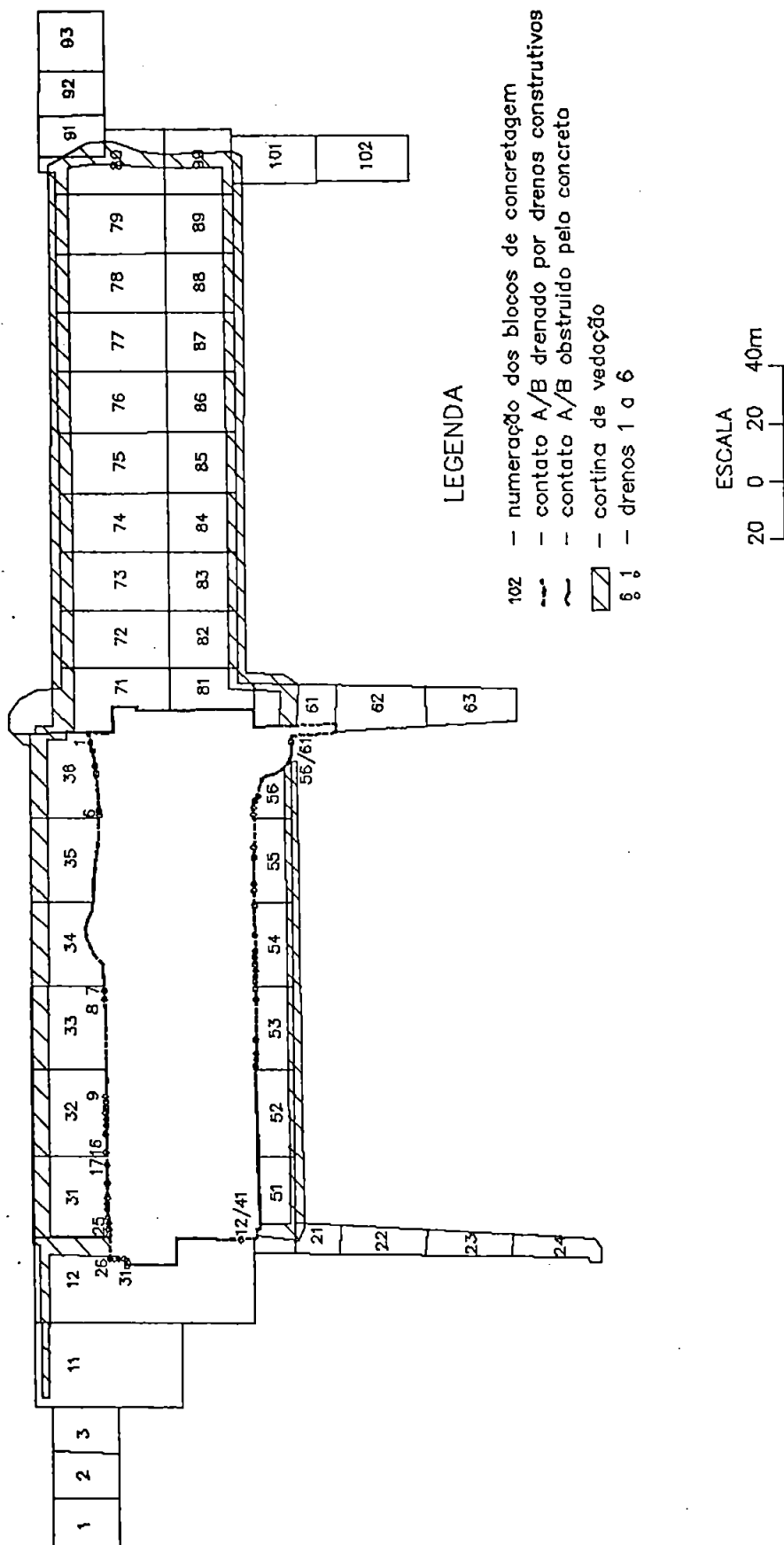


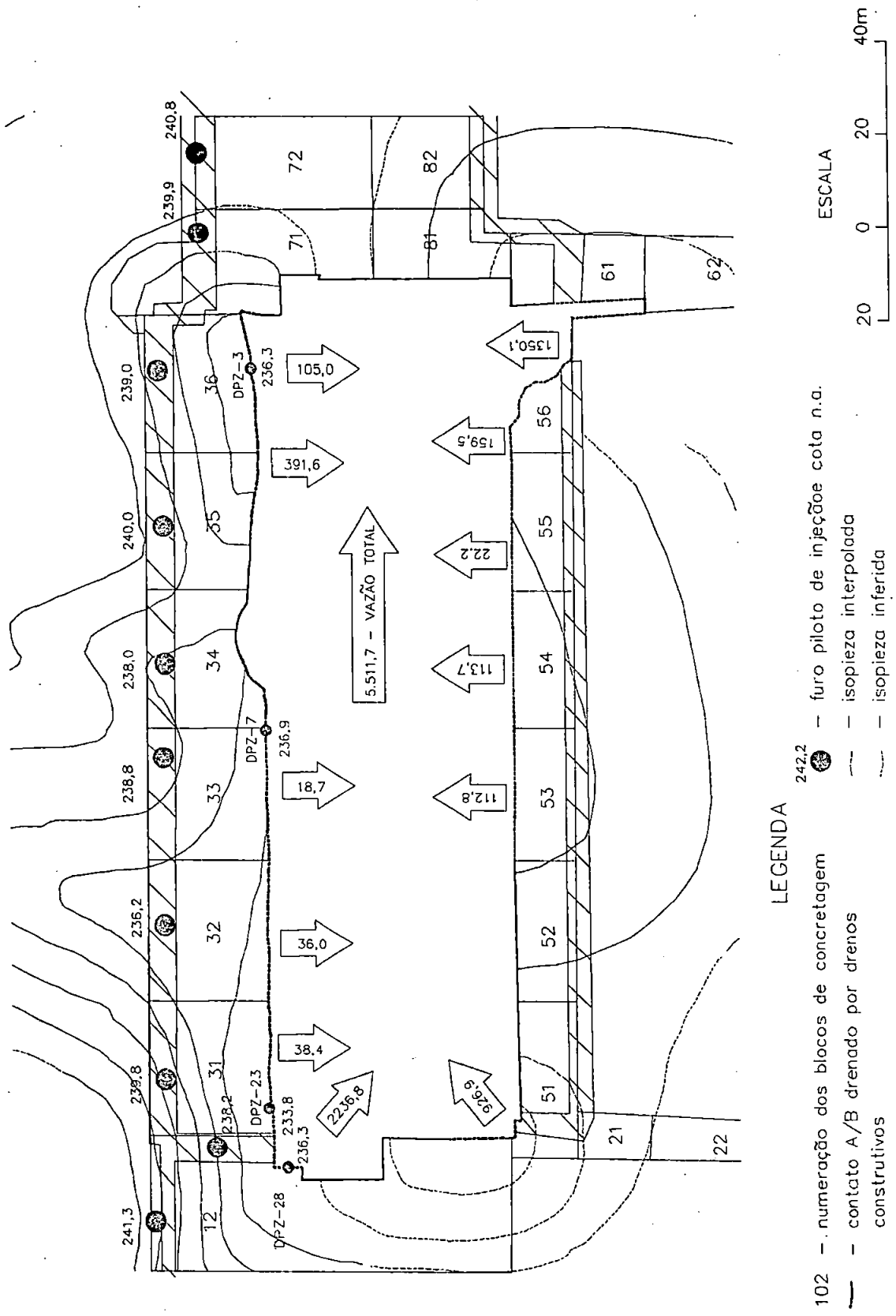
FIGURA 48 - Planta de localização dos drenos construtivos.

A vazão total na escavação após as injeções (FIGURA 49) foi reduzida em 40% (9253,4 l/min para 5481,7 l/min). As áreas drenadas externas à cortina (drenos 26 a 31, dreno 12/41 e dreno 56/61), responsáveis por 55% das vazões afluentes antes das injeções, após as injeções passaram a responder por cerca de 82% das vazões totais.

As injeções a jusante da casa de força, reduziram as vazões para cerca de 75% das iniciais (de 1575,0 l/min para 408,2 l/min). As variações verificadas em cada bloco nesta estrutura foram de +12% até reduções de 100% nas vazões.

A variação das vazões com o decorrer dos trabalhos de injeção só pode ser verificada na tomada d'água. As condições de acesso neste local permitiram aqui um acompanhamento mais sistemático das cargas piezométricas e vazões, em todo o transcorrer da obra. Nesta estrutura, conforme citado anteriormente, a cortina foi projetada de forma a isolar suas fundações, diminuindo-se o fluxo lateral proveniente das fundações do hall de montagem e muro de ligação direito. Desta forma, os drenos construtivos 1 a 25 drenam o contato A/B internamente à cortina, e os drenos 26 a 31 drenam áreas externas à cortina (fundação do hall de montagem).

Nesta estrutura, as injeções reduziram a vazão total de 5391,9 l/min para 2826,5 l/min (cerca de 52%). A redução das vazões dos drenos construtivos internos à cortina (drenos 1 a 25) é acompanhada por um aumento na vazão dos drenos externos à cortina, mostrando uma redistribuição do fluxo (FIGURA 50). Internamente à cortina, as vazões são reduzidas de 77% (2587,3 l/min para 589,7



LEGENDA

- 102 - numeração dos blocos de concretagem
- contato A/B drenado por drenos construtivos
- contato A/B obstruído pelo concreto
- 242.2 - furo piloto de injeção cota n.a.
- isopiezia interpolada
- isopiezia inferida
- PZ-907 - piezômetro e cota piezométrica
- cortina de vedação



FIGURA 49-Panorama do fluxo e das vazões (l/min) na tomada d'água após as injeções (detalhe da FIG.47)

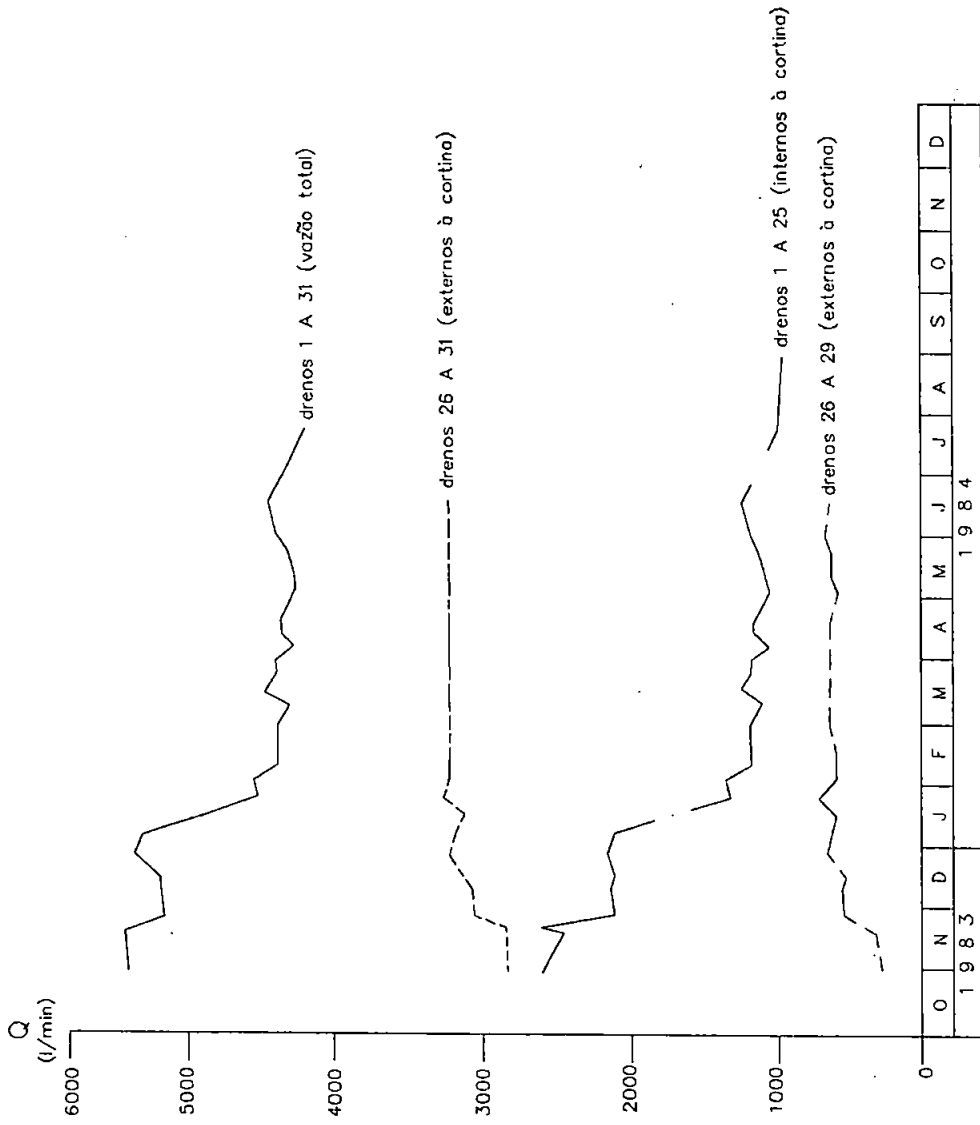


FIGURA 50 - Variação da vazão na tomada d'água com as injeções.

l/min). Individualmente, em cada bloco da estrutura, são observadas reduções de vazão de até 97% (Bloco 32) ao lado de blocos onde as injeções praticamente não alteraram as vazões (redução de apenas 2% no Bloco 35). Este fato mostra que, internamente à cortina, o fluxo também se redistribuiu. A injeção, ao colmatar de forma mais eficiente os caminhos de percolação em uma dada área, faz com que o fluxo se desvie destas, aduzindo maiores vazões em outras.

A TABELA 11 resume as vazões verificadas em toda escavação, antes e após as injeções.

TABELA 11 - Variação das vazões na escavação, antes e após as injeções.

	DRENAGEM INTERNA À CORTINA									DRENAGEM EXTERNA À CORTINA				TOTAL
	TOMADA D'ÁGUA					JUSANTE DA CASA DE FORÇA				26/31	12/41	56/61	71	
	31	32	33	34/35	36	52	53	54	55					
ANTES DAS INJEÇÕES	656,7	1104,8	210,9	400,2	214,7	217,0	101,0	325,0	932,0	2804,6	1003,5	1228,0	55,0	9253,4
APÓS AS INJEÇÕES	38,4	36,0	18,7	391,6	105,0	-	112,8	113,7	181,7	2236,8	926,9	1320,1	-	5481,7
AUMENTO(+) REDUÇÃO(-) (%)	-94,1	-96,7	-91,1	-2,1	-51,1	-100,0	+11,6	-65,0	-80,5	-20,2	-7,6	+7,5	-	-40,8

A redução nas vazões dos drenos 26 a 31 foi obtida quando da injeção do hall de montagem (redução da ordem de 20%), particularmente nos drenos 26 a 29. Os drenos 30 e 31 concentram 80% do fluxo dos drenos 26 a 31.

A redução e redistribuição das vazões provoca uma elevação geral nas cargas piezométricas, chegando até a 3,6 m no hall de montagem. Nos piezômetros externos à cortina (PZ-907, PZ-908, PZ-

913, PN-216 e PN-603) os aumentos dos níveis piezométricos se situaram entre 1,1 m e 3,0 m. Os novos gradientes médios instalados no aquífero variam entre 0,025 e 0,06, 14% a 100% mais elevados que os verificados antes das injeções. Os maiores gradientes foram verificados na direção do muro de ligação direito e montante da tomada d'água.

O escoamento nas descontinuidades basálticas é predominantemente horizontal e, nestas condições, às diferenças de carga podem ser atribuídas quase que exclusivamente às diferenças das cargas piezométricas, permitindo portanto a análise do fluxo a partir de isopiezas.

O traçado das isopiezas indica, na tomada d'água, uma concentração de fluxo em direção aos blocos 32, 34 e 36 (FIGURA 47). No vertedor, pelas condições de concretagem, internamente à cortina só há duas áreas onde pode ocorrer a drenagem do contato: uma a montante, na interface entre os blocos 36 e 71, entre a cortina de vedação e a escavação, e a outra a jusante, no bloco 61. Neste último local, a surgência d'água é mínima (observação de campo). Portanto, a água que flui de montante é atraída em parte pela drenagem do bloco 36 e o restante do fluxo segue em direção a jusante dirigindo-se para a drenagem 56/61. Observa-se, no entanto, que internamente ao vertedor os níveis piezométricos se encontram mais rebaixados que ao longo da cortina, evidenciando a criação de uma barreira.

As variações dos níveis piezométricos e das vazões, antes e após as injeções, podem ser utilizadas para se quantificar a eficiência da cortina.

Sabe-se que a vazão numa feição confinada, pode ser expressa pela relação:

$$Q = K.J.A \quad (10)$$

Se $A = L.e$ (área de fluxo)

onde L = largura do bloco da tomada d'água

e = abertura equivalente

tem-se: $Q = K.J.L.e$

ou: $K.e = Q/J.L$

Se se admitir que $C = Ke$, o coeficiente C , que relaciona a vazão Q e o gradiente J e expressa a transmissividade do aquífero, pode ser utilizado para quantificar a eficiência da cortina. A comparação do coeficiente C para cada bloco da tomada d'água, antes e após as injeções, permite uma avaliação desta eficiência em termos relativos (TABELA 12).

Verifica-se uma redução na transmissividade do aquífero em todos os blocos da tomada d'água. Os valores obtidos nos blocos 34, 35 e 36 indicam que nesta porção do maciço as injeções foram menos eficientes, relativamente às áreas sob os blocos 31, 32 e 33.

Nos vertedores, análise semelhante a essa não pode ser efetuada, uma vez que, pelas próprias condições da escavação, não se pode obter as informações necessárias (vazões).

TABELA 12 - Variação da transmissividade do contato A/B, antes e após as injeções (modificado de IPT, 1986).

BLOCO	$C_1=K_e$ (cm^2/s)	$C_2=K_e$ (cm^2/s)	C_2/C_1
31	34,4	1,1	0,032
32	54,7	4,0	0,073
33	10,2	0,6	0,059
34/35	53,5	14,5	0,27
36	27,0	4,0	0,15

C_1 - antes das injeções.

C_2 - após as injeções.

3.4.4.2 Primeiro Ensaio Hidrogeotécnico

Para analisar de forma mais efetiva a eficiência da cortina de vedação foi realizado um ensaio hidrogeotécnico. Este ensaio constou basicamente das seguintes etapas: a) fechamento dos drenos construtivos 26 a 31; b) fechamento, de forma paulatina do restante da drenagem construtiva da tomada d'água (drenos construtivos 1 a 25); c) com toda a drenagem construtiva da tomada d'água fechada (drenos 1 a 31), abertura dos drenos-piezômetros DPZ-939 e DPZ-940, no vertedor; d) fechamento dos drenos-piezômetros DPZ-939 e DPZ-940; e) abertura paulatina de toda a drenagem construtiva da tomada d'água.

De todas as condições impostas, apenas duas foram selecionadas por fornecer subsídios suficientes para a análise da eficiência da cortina: a etapa a - fechamento dos drenos construtivos 26 a 31 e a etapa c - com toda a drenagem construtiva da tomada d'água fechada e abertura dos drenos-piezômetros DPZ-939 e DPZ-940.

Etapa a - Fechamento dos drenos construtivos 26 a 31

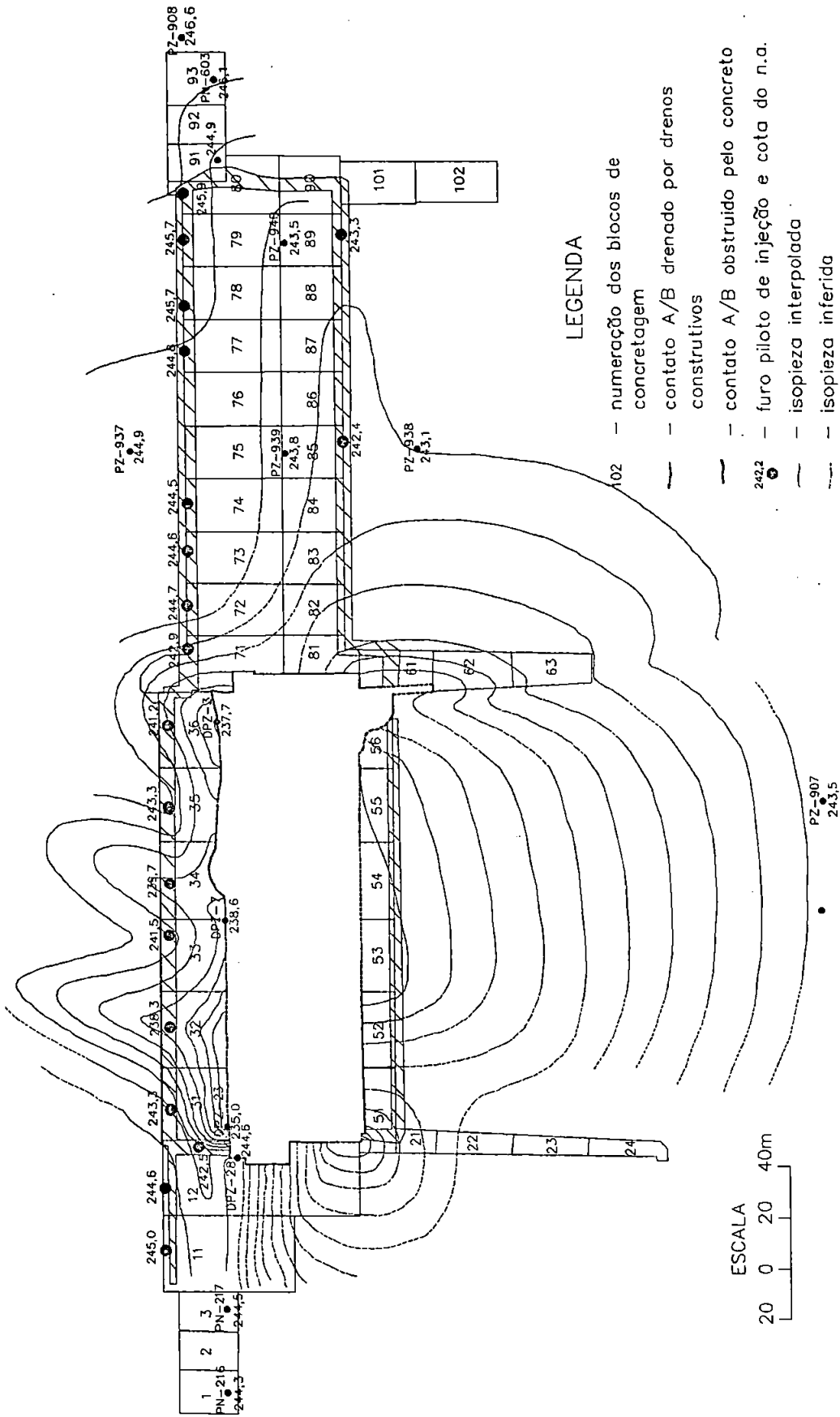
Os drenos 26 a 31, devido às condições geométricas da cortina, drenam as áreas sob o *hall* de montagem e muro de ligação direito, externas à cortina. O fechamento destes drenos, devido à vazão apresentada por eles (2236,8 l/min, cerca de 40% da vazão total drenada na escavação), provocava um aumento geral dos níveis piezométricos em todo o aquífero. Esta situação impunha gradientes mais elevados sobre a cortina e, desta forma, poder-se-ia analisar os efeitos decorrentes.

O fechamento dos drenos 26 a 31 provocava um aumento generalizado nas cargas piezométricas do contato A/B, de 1,2 m a 4,3 m acima dos níveis piezométricos verificados após as injeções (FIGURA 51 e 52). Em relação à situação piezométrica inicial (antes das injeções), verificaram-se aumentos nas cargas piezométricas de até 7,0 m.

As maiores elevações dos níveis piezométricos foram verificadas no muro de ligação direito e *hall* de montagem (4,0 a 4,1 m); e as menores, a jusante do vertedor (1,2 e 1,4 m) devido à forte influência da drenagem 56/61. Na tomada d'água as elevações variaram entre 1,7 m e 3,6 m.

Embora as vazões dos drenos 26 a 31 fossem de 2236,8 l/min (40% da vazão total), com o seu fechamento a vazão total caiu de 5481,7 l/min para 4806,8 l/min (redução de apenas 14%), evidenciando que a vazão se redistribuiu em grande parte. Aumentos significativos de vazão foram verificados nos drenos 12/41 e 56/61 (63% e 39%, respectivamente) também externos à cortina. Na tomada

PZ-913
244,7



LEGENDA

- 102 - numeração dos blocos de concretagem
- - contato A/B drenado por drenos construtivos
- - contato A/B obstruído pelo concreto
- 242,2 - furo piloto de injeção e cota do n.a.
- - isopieza interpolada
- - isopieza inferida
- PZ-907 - piezômetro e cota piezométrica
- ▨ - cortina de vedação

FIGURA 51 - Primeiro ensaio hidrogeotécnico - Panorama do fluxo com os drenos 26 a 31 fechados.

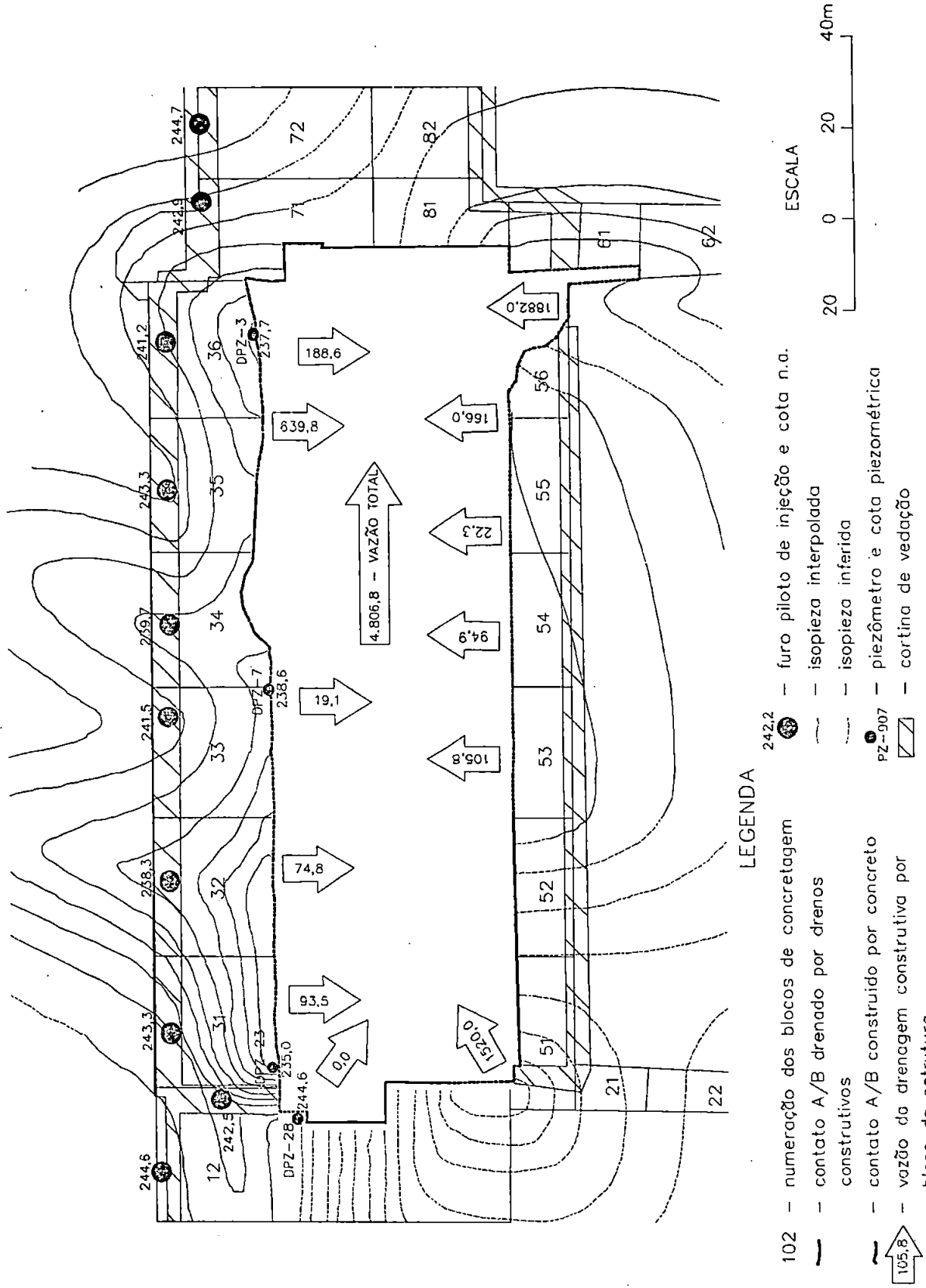


FIGURA 52 - Primeiro ensaio hidrogeotécnico—Panorama do fluxo e vazões (l/min) na tomada d'água (detalhe da FIGURA 51).

d'água, nos drenos internos à cortina (drenos 1 a 25) a vazão aumentou cerca de 73%. Na cortina de jusante da casa de força (Blocos 53 a 55) as vazões aumentaram somente cerca de 8%.

Na tomada d'água (TABELA 13), os blocos que apresentaram os maiores acréscimos de vazão foram os blocos 31 e 32, (143% e 107%, respectivamente) devido aos gradientes que se instalaram. Nesta região, o fechamento daqueles drenos criou, entre as áreas externas e internas da cortina, duas situações, ambas solicitando fortemente a cortina: a) um gradiente de 0,74 entre a área sob o hall de montagem (Bloco 12) e a tomada d'água no Bloco 31, onde anteriormente os gradientes eram praticamente nulos; b) nos blocos 31 e 32 os gradientes a montante são cerca de 2,0 a 3,0 vezes maiores que os anteriores ao fechamento dos drenos 26 a 31. Estes gradientes provocaram vazões de 2,0 a 2,5 vezes maiores na drenagem construtiva destes blocos.

Nos blocos 35 e 36 as vazões aumentaram cerca de 63% e 80%, respectivamente, apesar dos pequenos aumentos verificados nos gradientes (de no máximo 30% no Bloco 36).

As vazões resultantes devido ao fechamento dos drenos 26 a 31, são ainda 14%, 7%, 9% menores que as vazões medidas antes das injeções nos blocos 31, 32 e 33. No Bloco 36 contudo, as vazões são apenas 13% menores e no Bloco 35 estas são cerca de 60% maiores que as vazões iniciais (antes das injeções).

TABELA 13 - 1ª Ensaio hidrogeotécnico - variação das vazões na tomada d'água, com o fechamento dos drenos construtivos 26 a 31.

		VAZÕES DOS BLOCOS DA TOMADA D'ÁGUA (l/min)						
BLOCOS		31	32	33	35	36	TOTAL	VARIAÇÃO (%)
ANTES DAS INJEÇÕES (1)		656,7	1104,8	210,9	400,2	214,7	2587,3	-
APÓS AS INJEÇÕES (2)		38,7	36,0	18,7	391,6	105,0	589,7	-77,2 (2/1)
FECHAMENTO DOS DRENOS 26 A 31 (3)		93,5	74,8	19,1	639,8	188,6	1015,8	+72,3 (3/2)
VARIAÇÃO	(3/2)	+143,5	+107,8	+2,1	+63,4	+79,6	+72,3	-
(%)	(3/1)	-85,8	-93,2	-90,9	+59,9	-12,2	-60,7	-

Analisando-se a situação de cargas e vazões após a execução da cortina, e a situação imposta pelo fechamento dos drenos 26 a 31, considerou-se que a cortina apresentava uma eficiência menor na área correspondente aos Blocos 34, 35 e 36, devendo ser reforçada.

Etapa c - toda a drenagem construtiva da tomada d'água fechada e abertura dos drenos-piezômetros DPZ-939 e DPZ-940.

O fechamento total da drenagem construtiva da tomada d'água provocava a elevação das cargas piezométricas em todo o contato A/B até as cotas 246,0 a 247,0 m, com exceção da área de jusante da casa de força e jusante do vertedor (Blocos 81 a 85), por sofrerem influência dos drenos 12/41 e 56/61, respectivamente.

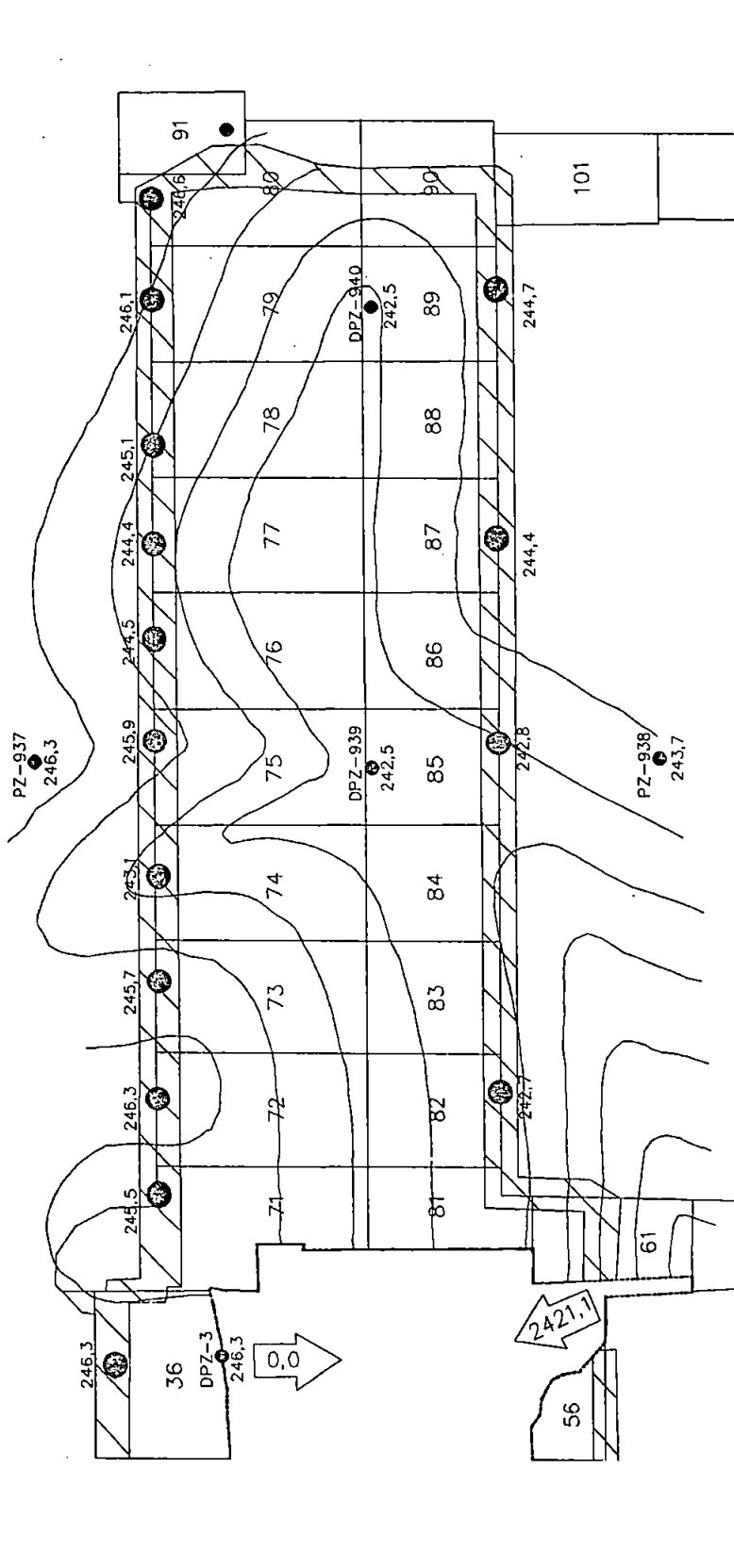
Com todo o aquífero carregado, as cargas se estabilizavam próximo da cota 247,0, a abertura dos drenos-piezômetros no

interior do vertedor (DPZ-939 e DPZ-940) criava uma drenagem interna à cortina nesta área. Nesta condição, a análise das cargas piezométricas permitiu uma avaliação da cortina, pois nos pontos onde esta era menos eficiente, o fluxo se concentra como consequência da maior atuação da drenagem sobre ela.

O traçado das isopiezas (FIGURAS 53 e 54) indica concentração de fluxo em direção aos blocos 74, 76 e 77. Os gradientes instalados entre os furos-piloto da cortina e os pontos de drenagem no interior do vertedor variaram de 0,013 a 0,096. Os gradientes mais baixos são os relativos aos blocos 74(0,013), 76(0,044) e 77(0,033) e os mais elevados são os relativos aos blocos 75(0,085), 79(0,090), 88(0,095) e 89(0,096). As áreas correspondentes aos blocos 81 a 85 não puderam ser analisadas devido à influência do dreno 56/61, que rebaixava as cargas nesta área.

A vazão total na escavação somou 5352,8 l/min evidenciando, mais uma vez, que o fluxo se redistribuiu, mantendo a vazão total praticamente constante.

Desta maneira, estas análises permitiram identificar, na cortina de vedação, áreas onde a eficiência da cortina foi menor em relação a outras. Na tomada d'água estas áreas correspondem aos Blocos 34, 35 e 36. Nos vertedores, apesar de não ter sido efetuada uma análise da variação da transmissividade antes e após as injeções por falta das informações necessárias, o ensaio hidrogeotécnico indicou eficiência menor da cortina nas fundações dos blocos 74, 76 e 77.



LEGENDA

- 102 - numeração dos blocos de concretagem
 - contato A/B drenado por drens construtivos
 - contato A/B construido por concreto
 - vazão da drenagem construtiva por bloco da estrutura
 - 242,2 - furo piloto de injeção e cota n.a.
 - 242,2 - isopiezia interpolada
 - isopiezia inferida
 - PZ-907 - piezômetro e cota piezométrica
 - cortina de vedação
- ESCALA
20 0 20 40m

FIGURA 54 - Primeiro ensaio hidrogeotécnico - Panorama do fluxo no vertedor (detalhe da FIGURA 53)

3.4.5 Injeções de Reforço da Cortina

A análise das vazões e cargas piezométricas antes e após as injeções, bem como a análise do ensaio hidrogeotécnico realizado, indicou que as áreas sob os blocos 34, 35 e 36 da tomada d'água e blocos 74, 76 e 77 do vertedor apresentavam, relativamente às demais áreas injetadas, eficiência menor da cortina de vedação. Com o objetivo de evitar concentrações de fluxo, e reduzir ainda mais a condutividade hidráulica do aquífero, decidiu-se pela execução de um reforço da cortina de vedação (IPT, 1986). Este reforço consistiria na injeção dos furos de ordem III da linha secundária da cortina de montante da tomada d'água e vertedor, nos blocos indicados.

Por decisão de projeto, o reforço foi executado em toda a cortina de vedação de montante da tomada d'água e vertedor. Injetaram-se todos os furos de ordem III remanescentes da linha secundária de todos os blocos e, caso algum furo desta linha mostrasse absorções maiores que 50 kg/m em qualquer trecho, seriam injetados os furos da linha central a ele adjacente. Na linha central também foi estabelecido o mesmo critério de absorção mínima para a injeção de novos furos.

As injeções de reforço da cortina foram iniciadas pelo vertedor, o que provocou um aumento de cerca de 10% nas vazões da tomada d'água. Nesta estrutura, o reforço da cortina produziu uma redução adicional de 77% nas vazões remanescentes, reduzindo-as a 5% das vazões verificadas antes das injeções. Nos blocos onde as análises indicaram uma eficiência menor das injeções da primeira

fase (blocos 34,35 e 36), o reforço induziu a maiores reduções das vazões remanescentes (FIGURA 55, TABELA 14).

Por sua vez, nos locais onde as análises demonstraram que a eficiência das injeções da primeira fase foi menor (áreas dos Blocos 34 ao 36, e dos Blocos 74 ao 77), foi exatamente onde foram obtidas as maiores absorções médias (TABELA 15).

Ao final das injeções foram verificados os seguintes números médios para as absorções da cortina de vedação (TABELA 16).

3.4.6 Eficiência da Cortina de Vedação - 2ª Avaliação

A segunda avaliação da eficiência da cortina foi efetuada em duas etapas: a primeira comparando-se as cargas piezométricas antes e após as injeções de reforço da cortina, ou seja, avaliação da eficiência do reforço da cortina. Posteriormente, uma avaliação final das injeções, efetuada através da análise das alterações nos parâmetros hidráulicos do aquífero, produzidas pelas injeções. Estas análises foram efetuadas antes da abertura da drenagem de projeto, mantendo-se as mesmas condições de contorno das análises anteriores. Dispunha-se agora, no entanto, de uma situação mais favorável, pois alguns piezômetros de projeto já se encontravam instalados. Por outro lado, parte dos piezômetros instalados no início do estudo já se encontrava desativada e, a jusante, dispunha-se apenas das vazões totais.

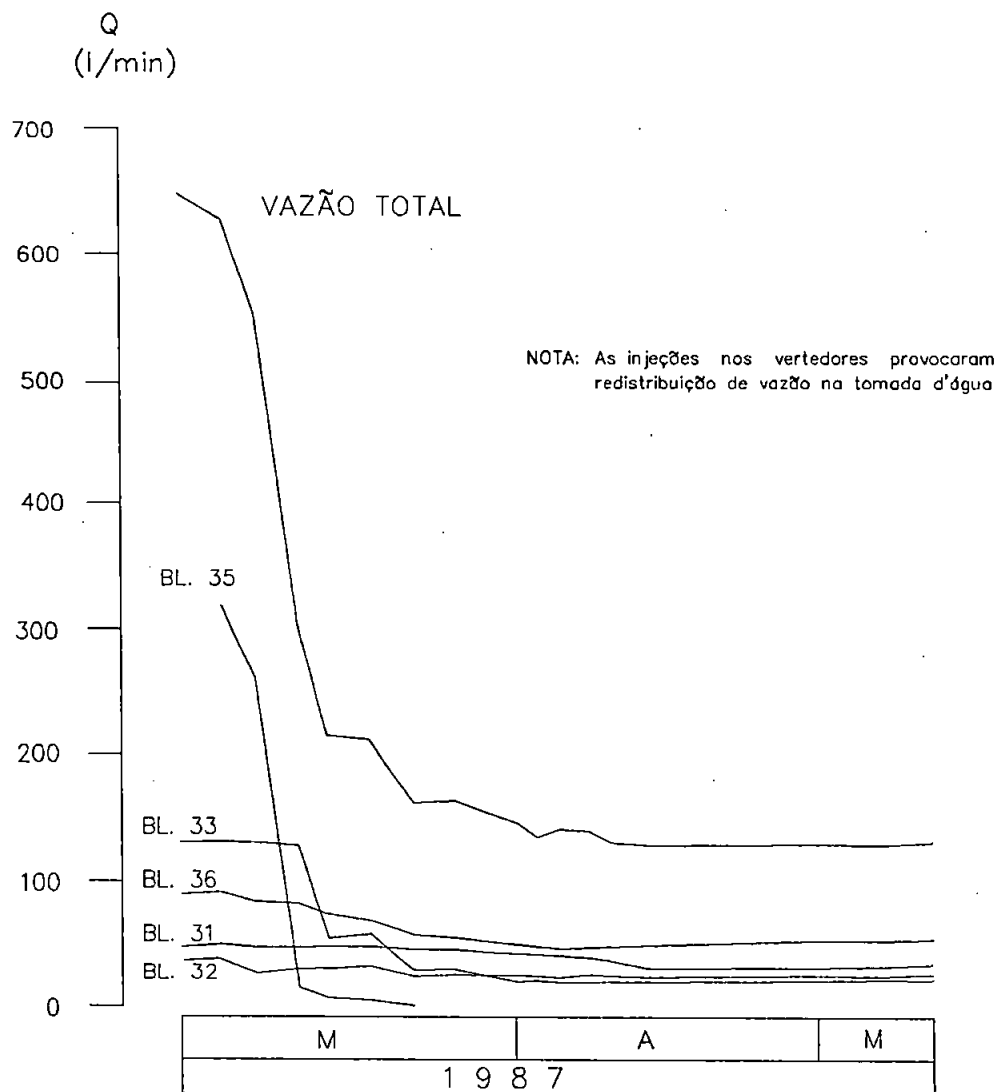


FIGURA 55- Variação da vazão na tomada d'água com as injeções de reforço.

TABELA 14 - Variação das vazões na tomada d'água, com as injeções de reforço da cortina (drenos construtivos 1 a 25).

VAZÃO NOS BLOCOS DA TOMADA D'ÁGUA (l/min)						
BLOCO	31	32	33	34/35	36	TOTAL
PRÉ-REFORÇO	38,4	36,0	18,7	391,6	105,0	589,7
PÓS-REFORÇO	38,2	22,3	20,4	0,4	53,7	135,0
VARIAÇÃO (%)	-0,5	-38,1	+9,1	-99,9	-48,9	-77,1

TABELA 15 - Absorções médias das injeções de reforço, por estrutura.

ESTRUTURA	BLOCO	ABSORÇÃO DE SÓLIDOS (kg)	ABSORÇÕES MÉDIAS kg/m
TOMADA D'ÁGUA	31	1990,3	11,3
	32	928,1	10,3
	33	3122,1	19,7
	34	8085,4	35,1
	35	7805,8	55,8
	36	1286,8	23,6
VERTEDOR	72	732,4	12,1
	73	2.987,0	21,0
	74	2.586,9	32,8
	75	1.961,7	33,2
	77	2.448,6	25,1
	78	1.235,0	20,7
	79	202,6	3,6
	80	128,4	3,2
TOTAL	-	35.501,1	24,6

TABELA 16 - Resumo das absorções da cortina de vedação.

Nº FUROS	PERFURAÇÃO (m)	ABSORÇÃO TOTAL	ABSORÇÕES MÉDIAS		OBSERVAÇÕES
			kg/m	kg/furo	
1080	17349,85	-	-	-	Previsão inicial.
906	14037,92	488971,8	34,8	539,7	Absorções médias finais (toda cortina).
804	13205,65	485310,4	36,8	603,6	Absorções médias, excluída injeção rasa (muros de ligação).
774	12509,67	398093,3	31,8	514,3	Absorções médias (excluídos muros de ligação e hall de montagem).
293	4656,81	117641,7	25,3	401,5	Absorções médias de 34% da cortina, previamente à 1ª revisão do projeto.
380	6645,38	261031,6	39,3	686,9	Absorções médias após revisão do projeto, sem reforço.
78	1444,78	35501,1	24,5	455,1	Absorções médias do reforço.
339	6162,84	203713,1	33,1	600,9	Absorções médias após reforço.

FUROS CANCELADOS - 19% DO TOTAL (CONSIDERANDO SOMENTE A INJEÇÃO PROFUNDA NA TOMADA D'ÁGUA E VERTEDORES MONTANTE E JUSANTE).

3.4.6.1 Avaliação das Injeções de Reforço

As injeções de reforço introduziram novas alterações nos piezômetros externos à cortina, que apresentaram elevações de carga da ordem de 0,4 m a 1,8 m (FIGURA 56).

Com o reforço, as vazões na tomada d'água sofreram redução adicional de 77%, conforme já citado. As vazões totais foram reduzidas de 10%, passando a somar cerca de 4985,9 l/min.

Em relação à situação piezométrica e de vazões antes das injeções, a vedação realizada provocou elevações variáveis nas cargas piezométricas, de até 4,5 m (muro direito) em pontos externos à cortina. A vazão na tomada d'água foi reduzida a 5% das vazões iniciais e as vazões a jusante da casa de força foram reduzidas a 25% das iniciais.

As vazões nas áreas injetadas reduziram-se a apenas 535,2 l/min, enquanto que a drenagem externa recolhe 4450,7 l/min. Desta, 2177,2 l/min são relativos aos drenos 26 a 31. As injeções promoveram uma redução e redistribuição do fluxo em toda a fundação.

A análise das isopiezas indica na tomada d'água um fluxo quase que perpendicular à cortina (FIGURA 56) mostrando perdas de carga de 3,7 m a 5,5 m através desta. Nesta estrutura, a jusante da cortina, os níveis piezométricos se situaram praticamente ao nível do contato A/B, favorecidos pelos drenos construtivos, cuja drenagem se dá pouco abaixo da cota de ocorrência do referido contato.

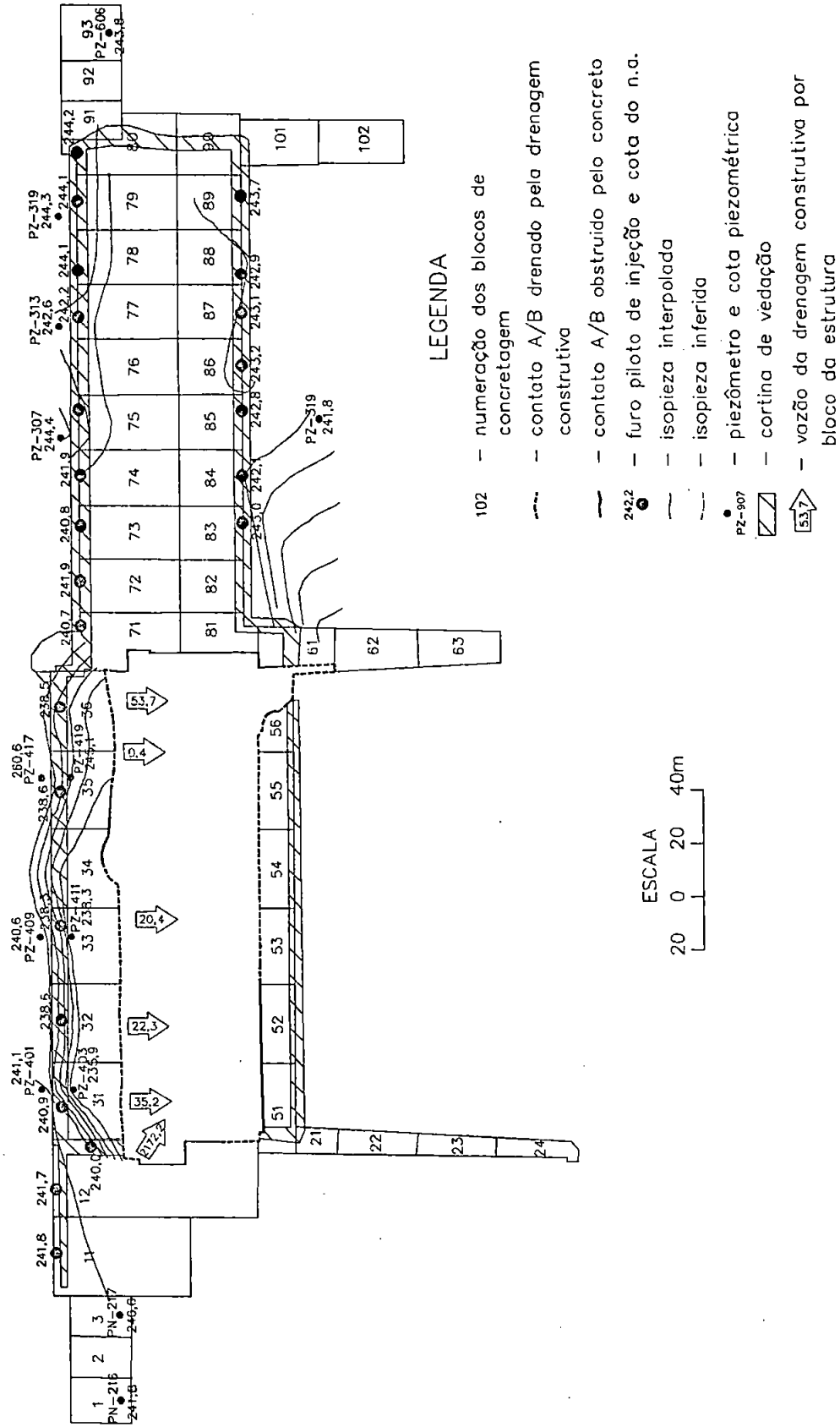


FIGURA 56 - Panorama do fluxo no contato A/B, após as injeções de reforço

Nos vertedores, as perdas de carga pela cortina de montante são variáveis de 0,0 m a 2,6 m, verificando-se que no Bloco 77 as injeções parecem não produzir reduções na subpressão.

3.4.6.2 Análise dos Parâmetros Hidráulicos do Contato A/B após as Injeções

A avaliação das alterações produzidas nos parâmetros hidráulicos do contato A/B foi efetuada por análise semelhante àquela realizada antes das injeções. (FIGURA 57), utilizando-se novamente as equações, teórica de Poiseuille e empíricas apresentadas por QUADROS (op.cit.), aplicando-as aos valores obtidos após as injeções (TABELA 17).

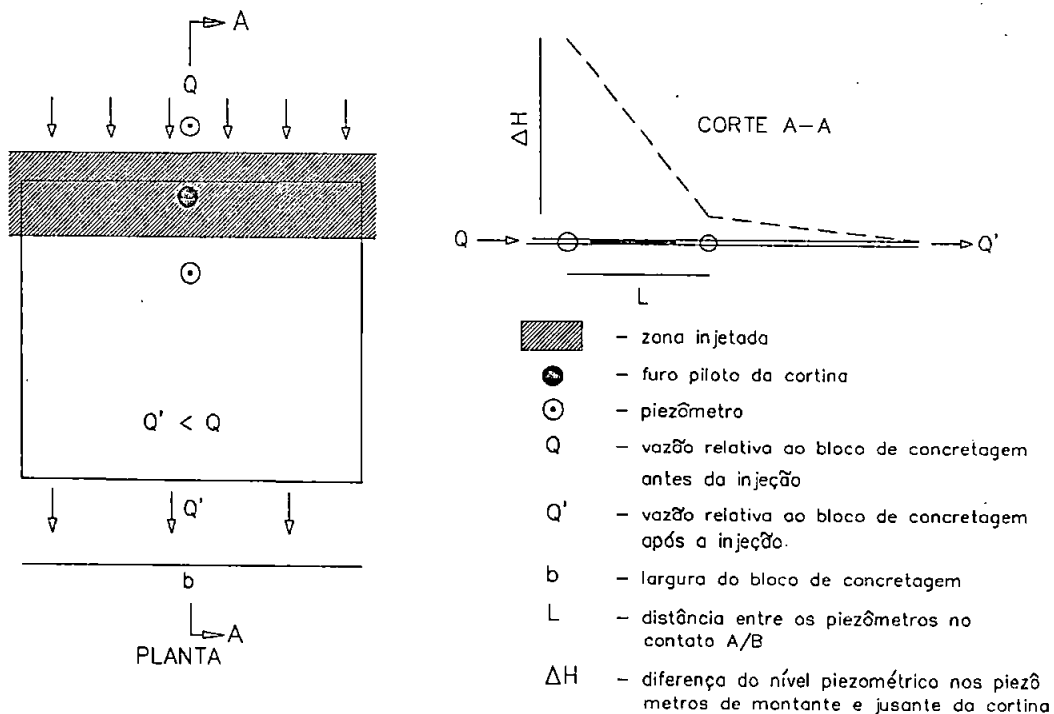


FIGURA 57 - Modelo físico para estimativa dos parâmetros hidráulicos equivalentes do contato A/B após as injeções

TABELA 17 - Parâmetros hidráulicos equivalentes médios do contato A/B, após as injeções.

BLOCOS	AH MÉDIO (m)	L MÉDIO (m)	J	q (cm ³ /s)	e (cm)		k (cm/s)		T (cm ² /s)	
					1	2	1	2	1	2
31 a 34	5,35	9,02	0,593	1348,3	0,03	0,04	7,43	5,65	0,22	0,22
34 a 36	3,70	8,01	0,462	901,7	0,03	0,04	8,4	6,39	0,27	0,27

Notaram-se, na tomada d'água, gradientes 5 a 10 vezes superiores àqueles verificados antes das injeções. A redução nos valores da transmissividade hidráulica foi da ordem de 120 vezes. A abertura equivalente final do contato é da ordem de 0,03 a 0,04 cm, muito próxima da abertura máxima do limite de injetabilidade de fraturas, que é da ordem de 0,03 cm para injeção com cimento comum. Os valores da condutividade hidráulica final obtidos e as reduções de vazão verificadas são compatíveis, uma vez que as reduções de vazão observadas na tomada d'água, foram da ordem de 20 vezes, mesma ordem de grandeza da redução da condutividade hidráulica (TABELA 18).

3.4.7 Ensaios Hidrogeotécnicos Pré-Enchimento do Reservatório

Após a abertura de toda a drenagem do projeto e instalação da instrumentação piezométrica de projeto nas estruturas de concreto, foram realizados dois ensaios hidrogeotécnicos. Um antecedeu o desvio de segunda etapa, e o outro antecedeu o enchimento do reservatório.

TABELA 18 - Variação dos parâmetros hidráulicos equivalentes médios do contato A/B, com as injeções.

BLOCOS	31 a 34			34 a 36			
	ANTES	APÓS	VARIAÇÃO	ANTES	APÓS	VARIAÇÃO	
1	J	0,112	0,593	+5,3	0,044	0,462	+10,5
	q (cm ³ /s)	32873,3	1348,3	-24,4	10248,3	901,7	-11,4
	e (cm)	0,15	0,03	-5	0,16	0,03	-5,3
	k (cm/s)	189,8	7,4	-25,6	203,6	8,4	-24,2
	T (cm ² /s)	28,9	0,22	-131,4	32,1	0,27	-118,9
2	J	0,112	0,593	+5,3	0,044	0,462	+10,5
	q (cm ³ /s)	32873,3	1348,3	-24,4	10248,3	901,7	-11,4
	e (cm)	0,19	0,04	-4,8	0,20	0,04	-5,0
	k (cm/s)	146,5	5,65	-25,9	159,1	6,4	24,8
	T (cm ² /s)	28,4	0,22	-129,1	32,1	0,27	118,9

- 1- Fluxo laminar, placas paralelas, perfeitamente polidas.
 2- Fluxo laminar, fraturas muito rugosas.

3.4.7.1 Segundo Ensaio Hidrogeotécnico - Ensaio pré-desvio de segunda etapa

Este ensaio hidrogeotécnico foi realizado com o objetivo de dar subsídios à análise final da eficiência da cortina de vedação, fornecer elementos para o conhecimento setorizado do fluxo nas fundações das estruturas de concreto e compatibilização de cargas e vazões, com vistas à otimização do bombeamento.

A seqüência de execução do ensaio foi:

- a) toda a drenagem construtiva (drenos 1 a 31) e drenagem de projeto aberta;
- b) drenos construtivos 26 a 31 fechados, drenos construtivos 1 a 25 e drenagem de projeto abertos;

- c) toda a drenagem construtiva (drenos 1 a 31) fechada e toda a drenagem de projeto aberta;
- d) toda a drenagem construtiva fechada, toda a drenagem de projeto aberta e dreno nº 35 de projeto fechado;
- e) toda a drenagem construtiva fechada, drenos de projeto nº 35, 188, 191, 193, 194 e 210 fechados e demais drenos de projeto abertos;
- f) toda a drenagem construtiva fechada, todos os drenos de projeto da tomada d'água fechados e demais drenos de projeto abertos.

A etapa a corresponde àquela após o reforço da cortina. As etapas b e c foram executadas para análise da influência do fechamento dos drenos construtivos nas vazões e subpressões. Nas etapas d e e, procurou-se verificar qual a influência do fechamento dos drenos de projeto que apresentaram maiores vazões durante o ensaio, nas vazões totais. Na etapa f, procurou-se avaliar a contribuição da drenagem da tomada d'água nas vazões totais. As etapas e e f foram executadas imediatamente antes do desvio de segunda etapa, superpondo-se causas e efeitos.

Durante a execução deste ensaio, as vazões de jusante não estavam mais controladas devido ao andamento da obra.

A TABELA 19 ilustra a influência de cada etapa do ensaio, evidenciando que o fechamento dos drenos construtivos 26 a 31, externos à cortina (etapa b) reduz as vazões totais em 85%. Paralelamente, os drenos de projeto das estruturas de concreto que apresentavam vazão mínima têm sua vazão aumentada em 73%. Os maiores acréscimos verificados na drenagem de projeto ocorrem na

TABELA 19 - 2ª Ensaio hidrogeotécnico - variações das vazões na drenagem, por etapa do ensaio.

DRENAGEM DE PROJETO	SOMATÓRIA DAS VAZÕES DOS DRENOS, POR ETAPA DO ENSAIO (l/min)							OBSERVAÇÕES
	COTA DA DRENAGEM	a	b	c	d	e	f	
MURO DIREITO	252,50	0,11	0,28	0,61	0,06	0,00	0,00	CONTATO ROCHA/CONCRETO
MURO ESQUERDO	252,50	0,32	0,34	0,29	0,33	0,05	0,00	" " "
HALL DE MONTAGEM	252,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	" " "
CASA DE FORÇA	230,00	93,5	104,40	97,78	94,53	55,00	48,65	" " "
TOMADA D'ÁGUA	242,50	0,00	31,10	108,6	67,17	77,82	Fechada	CONTATO A/B e B/C
VERTEDOR MONTANTE	245,50	0,00	0,54	0,71	0,41	0,48	2,20	" " "
VERTEDOR JUSANTE	242,50	0,42	27,17	43,60	42,20	42,77	54,38	" " "
SUBTOTAL	-	94,40	163,83	251,6	204,70	176,12	105,23	-
DRENAGEM CONSTRUTIVA								
DRENOS 1 a 25	232,00	135,00	181,80	Fechada	Fechada	Fechada	Fechada	CONTATO A/B
DRENOS 26 a 31	232,00	2.200,00	Fechada	Fechada	Fechada	Fechada	Fechada	CONTATO A/B
VAZÕES TOTAIS		2.429,00	345,63	251,60	204,70	176,12	105,23	-

tomada d'água e jusante do vertedor, onde as cotas da galeria de drenagem são as mais baixas. Este fato se deve à elevação geral das cargas piezométricas (aumento dos gradientes) que o fechamento dos drenos construtivos provoca, como já verificado durante o primeiro ensaio hidrogeotécnico (1ª avaliação da cortina). Comparativamente ao primeiro ensaio, realizado antes do reforço, as vazões dos drenos construtivos 1 a 25 (internos à cortina) apresentaram aumento de vazão de apenas 35%, enquanto que naquela oportunidade o aumento foi da ordem de 73%. Este fato revela que, após a injeção de reforço, o fechamento dos drenos 26 a 31 deve provocar maiores gradientes através da cortina, não acompanhado por aumento substancial de vazão como no primeiro ensaio. A etapa c completa o

fechamento dos drenos construtivos verificando-se que há uma redução adicional nas vazões totais, da ordem de 40%. O fechamento destes drenos, por sua vez, provoca um aumento generalizado nas vazões da drenagem de projeto, da ordem de 50%, principalmente na tomada d'água, onde as vazões aumentaram cerca de 250%. Isto porque o fechamento dos drenos 1 a 25 eleva as cargas piezométricas internamente à cortina, pois o contato A/B, ao ser drenado em cotas mais baixas pelos drenos construtivos, exerce o papel do "dreno natural plano" atraindo todo o fluxo de água e reduzindo os níveis piezométricos a jusante da cortina.

As etapas d e e do ensaio correspondem às fases de fechamento dos drenos de projeto, que após o fechamento dos drenos construtivos, passaram a apresentar altas vazões. Este é o caso do dreno 35 (localizado na galeria transversal do bloco 31), o dreno de projeto mais próximo dos drenos construtivos 26 a 31. As vazões deste dreno somaram 68,5 l/min, contribuindo com cerca de 27% nas vazões totais das estruturas. Os drenos 188, 191, 193, 194 e 210, todos localizados na casa de força, são drenos do contato rocha-concreto, abaixo dos contatos A/B e B/C. O fechamento destes praticamente não altera as vazões, ou melhor, altera muito pouco (16%) as vazões na tomada d'água e praticamente não refletindo nas vazões nos vertedores. Isto indica que, mesmo drenando o contato rocha-concreto, esta drenagem deve auxiliar na redução das subpressões do contato A/B, provavelmente por fraturas abaladas durante a escavação.

A última etapa do ensaio corresponde ao fechamento de toda a drenagem de projeto da tomada d'água, o que induz a uma redução adicional nas vazões totais da ordem de 40%.

As vazões dos drenos construtivos correspondem a 90% das vazões verificadas. As vazões nos drenos de projeto são bastante baixas e o fechamento de alguns destes drenos (os de maiores vazões) contribui muito pouco (75,5 l/min) para a redução das vazões, indicando mais uma vez que as vazões se redistribuem rapidamente pelas fundações.

Mesmo sem haver controle na drenagem de jusante, esta deve ter apresentado aumento de vazões como decorrência do fechamento dos demais drenos construtivos, conforme já verificado em etapas anteriores.

As variações piezométricas decorrentes das várias solicitações impostas com o ensaio podem ser verificadas nas FIGURAS 57 e 58, estando incluída nestas figuras a situação piezométrica após o desvio do rio.

Na tomada d'água (FIGURA 58), os gradientes através da cortina, com toda a drenagem aberta, correspondem àqueles já verificados após o reforço desta. O fechamento dos drenos 26 a 31 (etapa b) impõe gradientes mais elevados pela cortina (de 0,67 para 1,1) com pequeno acréscimo dos níveis piezométricos a jusante desta, porém, ainda ao nível do contato A/B. O fechamento dos drenos 1 a 25 (etapa c), por sua vez, eleva as cargas de jusante da cortina até ao nível da boca dos drenos de projeto que começam a operar. Ao contrário, a elevação de cargas a montante é bastante reduzida. Os gradientes pela cortina nesta etapa são reduzidos para

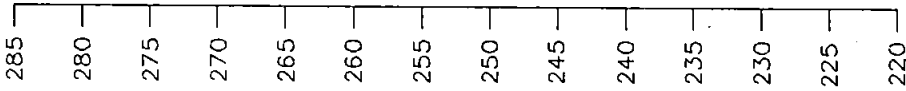
LEGENDA

- BC - basalto compacto
- BVA - basalto vesiculado-amigdaloidal
- BBA - brecha basáltica arenosa
- contato interderames
- contato litológico
- ⊕ - piezômetro no contato A/B
- pré(pós) - nível do rio pré(pós) desvio

LINHAS PIEZOMÉTRICAS NO CONTATO A/B

- ① - toda drenagem aberta
- ② - drenos 26 a 31 fechados
- ③ - drenagem construtiva fechada.
- ④ - após desvio

COTAS (m)



ESCALA



PRÉ PÓS

PRÉ PÓS

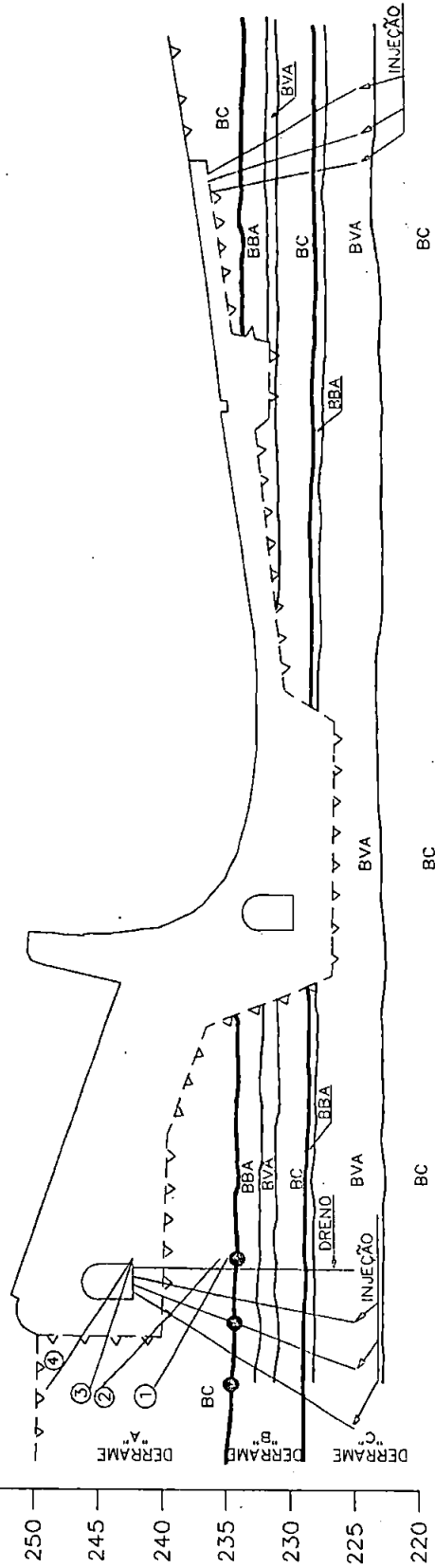


FIGURA 58 - Segundo ensaio hidrogeotécnico - Seção piezométrica pela tomada d'água/casa de força

0,41. Como desvio do rio, cujo nível de montante se eleva somente cerca de 1,5 m, os níveis piezométricos de montante voltam a se elevar, porém quase que sem alteração dos níveis de jusante da cortina. Este fato faz com que os gradientes pela cortina se elevem a 0,68. É importante ressaltar que a etapa de fechamento de toda a drenagem de projeto da tomada d'água se dá concomitantemente ao desvio de segunda etapa, e os efeitos estão superpostos. Inegavelmente há uma contribuição desta etapa do ensaio na elevação das subpressões.

No vertedor (FIGURA 59), as informações a montante da cortina não foram obtidas. O fechamento da drenagem construtiva provoca elevações nos níveis piezométricos internos à cortina, de maneira uniforme, onde se verificam gradientes praticamente nulos. A drenagem de jusante controla os níveis piezométricos entre as cortinas, pois a drenagem da galeria montante do vertedor é praticamente inoperante nesta fase (vazões nulas).

3.4.7.2 Terceiro Ensaio Hidrogeotécnico - Ensaio Pré-Enchimento do Reservatório

Este ensaio foi executado com o objetivo específico de se determinar se, durante a operação da barragem, os drenos construtivos 30 a 31 deveriam ser fechados em definitivo. Tais drenos, com os demais drenos construtivos fechados (drenos 1 a 29) apresentavam vazões da ordem de 2800 l/min, sobrecarregando o sistema de bombeamento. O ensaio foi realizado em duas etapas: redução de 50% das vazões dos drenos e fechamento total destes.

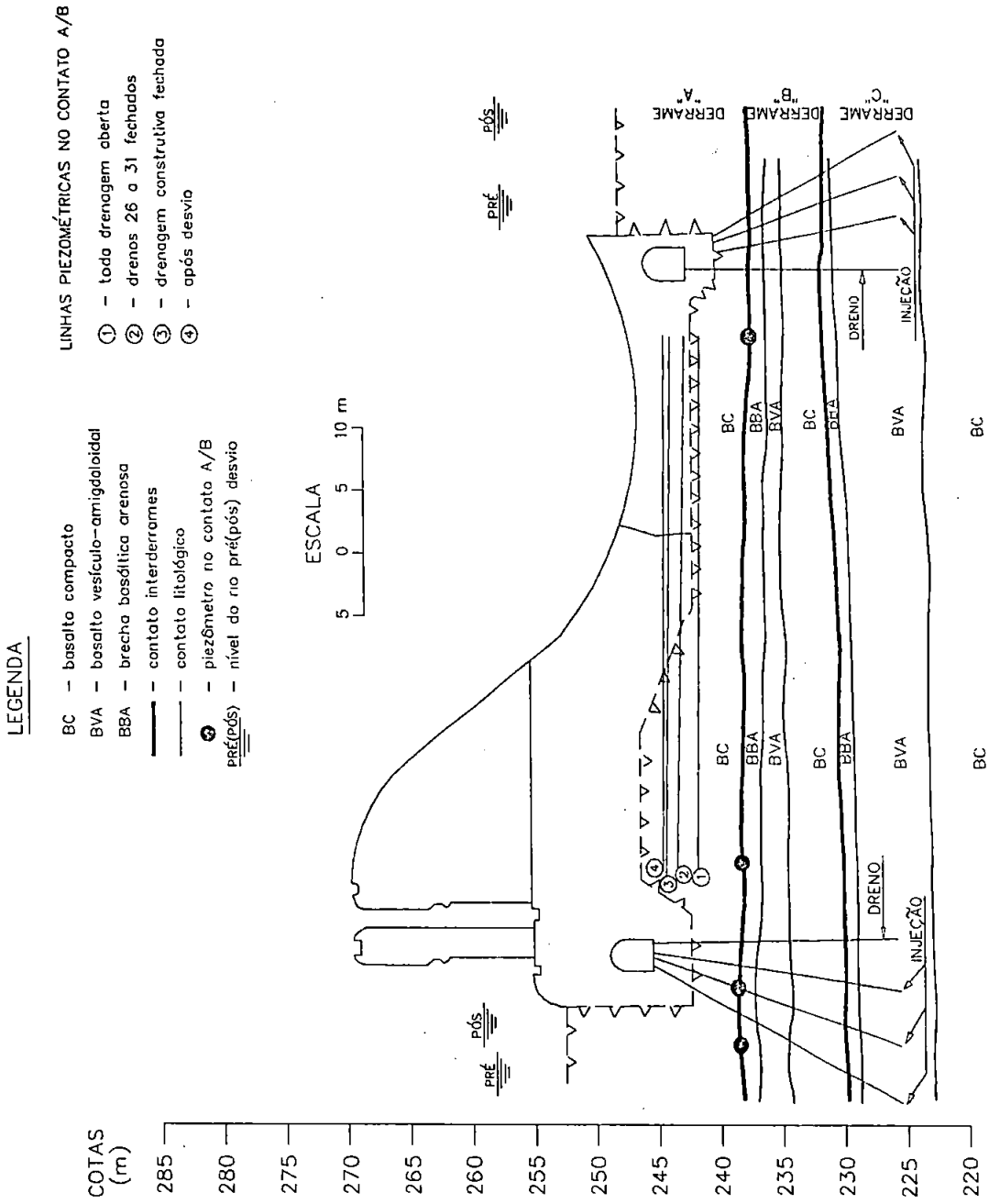


FIGURA 59 - Segundo ensaio hidrogeotécnico - Seção piezométrica pelos vertedores

Em vista da redução das vazões obtidas (da ordem de 85%) acompanhada de variações dos níveis piezométricos de no máximo 2,0 m, foi estabelecido que todos os drenos construtivos deveriam permanecer fechados durante a operação da barragem.

3.4.8 Panorama Hidrogeotécnico antes do Enchimento do Reservatório

Antes do enchimento do reservatório, quando novas solicitações irão se estabelecer na barragem e nas fundações, é necessário um conhecimento do panorama do fluxo nas fundações, para que os efeitos do enchimento do reservatório possam ser corretamente avaliados. Para que esse panorama possa ser melhor entendido, é necessário que todas as alterações impostas ao fluxo sejam visualizadas.

As FIGURAS 60 e 61 sintetizam, exemplificando com as informações obtida na tomada d'água, todas as etapas que provocaram alteração no fluxo no contato A/B, ou seja:

- 1) os níveis piezométricos do contato A/B, "in natura" apesar de rebaixados por furos abertos no leito do rio, apresentam cargas piezométricas ainda superiores aos níveis d'água de montante e de jusante do rio;
- 2) após a escavação, estabelece-se o fluxo para a cava, as cargas piezométricas são rebaixadas em cerca de 20,0 m. As vazões, inicialmente elevadas, estabilizam-se pouco após a estabilização dos níveis piezométricos. Os gradientes médios variam de 0,022 a 0,037;

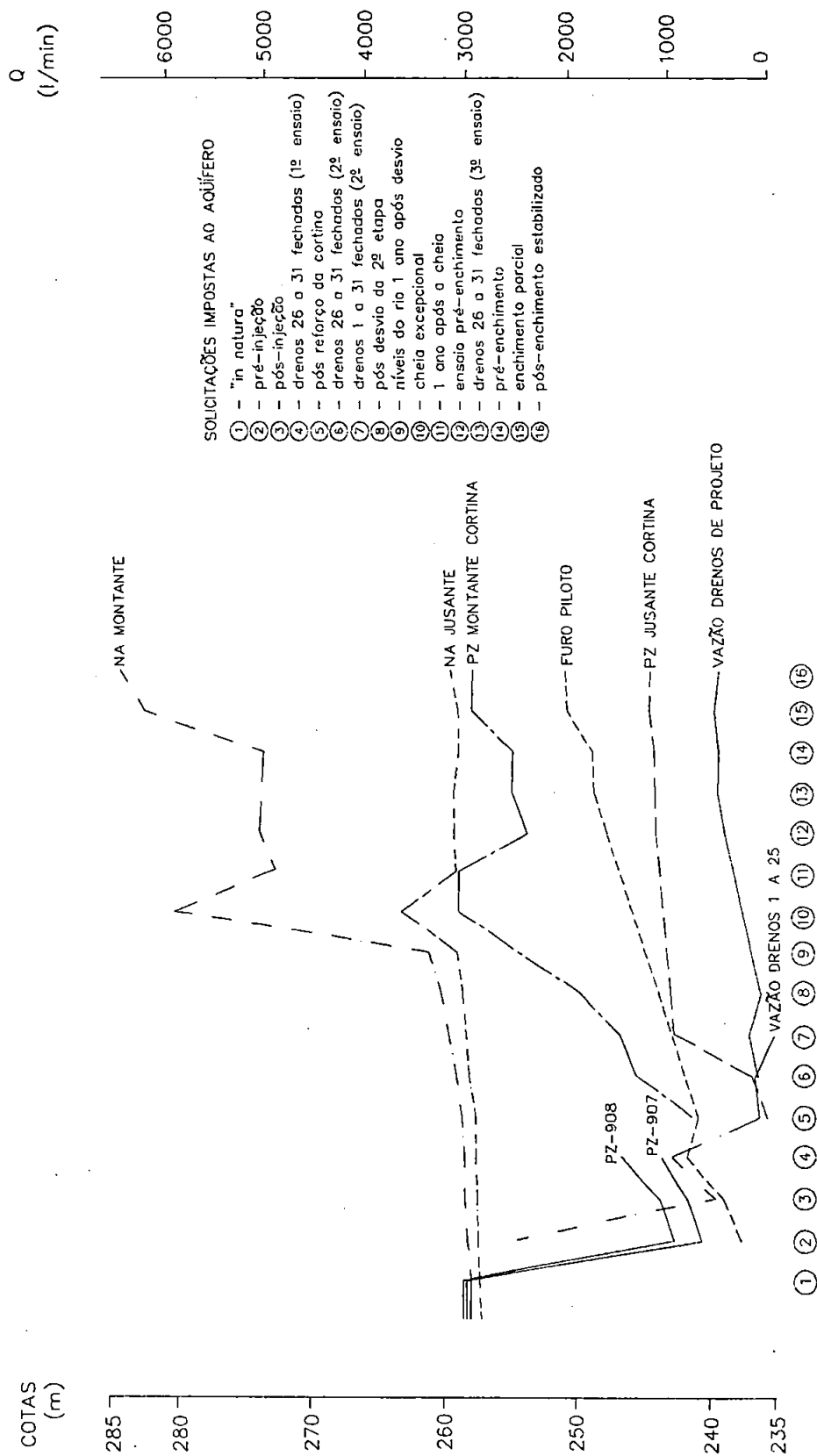


FIGURA 60 - Alterações impostas ao fluxo pelo contato A/B durante a construção.

SITUAÇÕES IMPOSTAS AO AQUIFERO

LEGENDA

- BC -- basalto compacto
- BVA -- basalto vesicúlo-amigdaloideol
- BBA -- brecha basáltica arenosa
- contato interderrames
- contato litológico
- ⊙ -- piezômetro no contato A/B
- NAM-8 -- nível d'água montante na situação 8
- NAM-13 -- nível d'água jusante na situação 8
- NP-1 -- nível piezométrico do contato "in natura"
- ① -- "in natura"
- ② -- pré-injeção
- ③ -- pós-injeção
- ④ -- drenos 26 a 31 fechados (1ª ensaio)
- ⑤ -- pós-reforço da cortina
- ⑥ -- drenos 26 a 31 fechados (2ª ensaio)
- ⑦ -- drenos 1 a 31 fechados (2ª ensaio)
- ⑧ -- pós-désvio da 2ª etapa
- ⑬ -- drenos 26 a 31 fechados (3ª ensaio)
- ⑮ -- pós-enchimento -- estabilizado

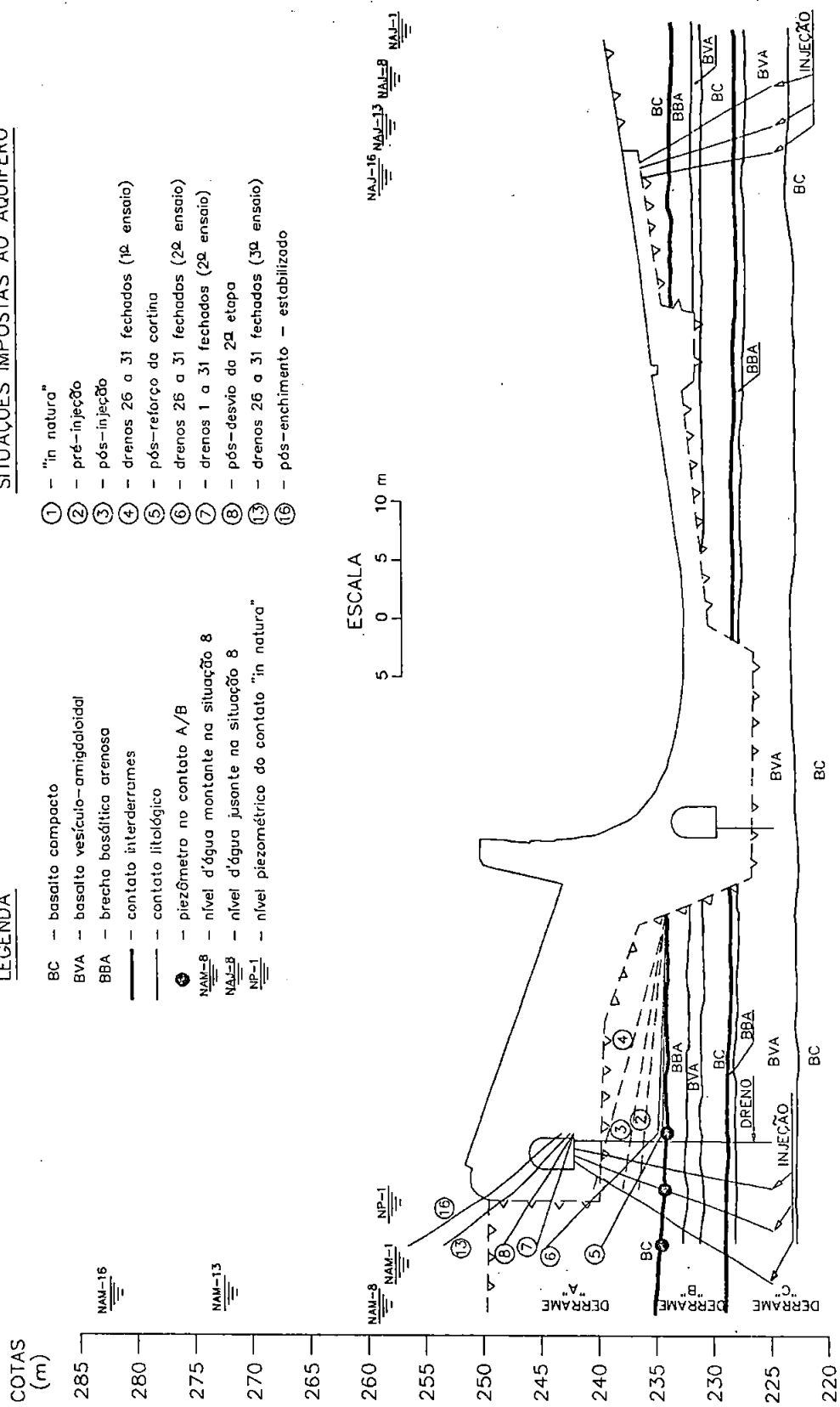


FIGURA 61 - Seção piezométrica pela tomada d'água/casa de força - alterações impostas ao fluxo

- 3) as injeções reduzem as vazões internamente à cortina e provocam elevações de cargas, tanto externamente como na própria região da cortina. Os gradientes médios se elevam a 0,025 e 0,06 e as vazões se redistribuem;
- 4) os drenos 26 a 31 concentram grande parte do fluxo nas fundações. Ao serem fechados, há grande redistribuição de vazões e elevação generalizada dos níveis piezométricos, gerando gradientes bastante elevados (da ordem de 1,0) em pontos localizados;
- 5) o reforço da cortina reduz ainda mais as vazões na tomada d'água. Piezômetros de projeto evidenciam elevação dos gradientes na região tratada, com elevação das cargas externamente à cortina. Há nova redistribuição de vazões;
- 6) o fechamento dos drenos 26 a 31, após o reforço da cortina, alteram pouco as vazões na zona interna à cortina na tomada d'água. Provocam, contudo, sensível elevação das cargas a montante da cortina, aumentando os gradientes através desta;
- 7) os drenos 1 a 25, internos à cortina auxiliam na drenagem de toda a fundação pelo contato A/B (dreno natural plano). Ao serem fechados provocam elevação das cargas piezométricas a jusante da cortina, reduzindo os gradientes e fazendo com que os drenos de projeto comecem a operar. As vazões dos drenos de projeto são da mesma ordem de grandeza dos drenos 1 a 25, antes do seu fechamento;

- 8) o desvio de segunda etapa e o fechamento da drenagem de projeto da tomada d'água provocam nova elevação das cargas a montante da cortina. Os níveis piezométricos a jusante desta não se alteram. O desvio é completo com toda a drenagem construtiva fechada, com os drenos de projeto da tomada d'água e 5 drenos da galeria inferior da casa de força fechados, o que provoca pequena redução nas vazões;
- 9) um ano após o desvio, os níveis do rio praticamente não se alteraram. Não há informações de cargas e vazões no contato A/B;
- 10) uma enchente excepcional provoca elevação bastante significativa nos níveis piezométricos a montante da cortina. Supõe-se que, com a cheia não houve tempo hábil para tratamento (injeção), do dreno 56/61 o que colocou o contato A/B interagindo com o nível do rio a jusante da barragem;
- 11) um ano após a cheia, com parte das adufas fechadas, o nível de montante do rio já se encontra bastante elevado e as cargas piezométricos de montante da cortina mantêm-se nos mesmos níveis. Não foram obtidas as informações sobre os níveis piezométricos de jusante da cortina bem como das vazões;
- 12) início do ensaio pré-enchimento. As vazões dos drenos de projeto, inclusive os drenos da tomada d'água que foram reabertos, apresentam aumento de vazão com relação à situação após o desvio. Os drenos 30 e 31, com vazões da ordem de 2800 l/min, permanecendo abertos, provocam queda nos níveis piezométricos de montante, mas não alteram os níveis de jusante da cortina.

- 13) o fechamento dos drenos 30 e 31 provoca elevação dos níveis piezométricos de montante e no interior da cortina. Os níveis de jusante da cortina não se alteram. As vazões estão praticamente estabilizadas;
- 14) a situação pré-enchimento é análoga à anterior. No período não houve alterações de cargas e vazões, bem como dos níveis de montante e jusante do rio;
- 15) o enchimento parcial do reservatório provoca elevações das cargas de montante e no interior da cortina mas não altera os níveis piezométricos de jusante, nem vazões;
- 16) o enchimento final, estabilizado, não altera o panorama da situação anterior.

3.4.9 Enchimento do Reservatório - Avaliação Final das Injeções

O enchimento do reservatório é a fase final da construção da obra e início de operação da barragem. Nesta etapa, novas solicitações irão se impor às estruturas e fundações, redistribuindo tensões e aumentando consideravelmente os gradientes hidráulicos nas fundações e aí então, os tratamentos por injeção (a cortina de vedação) são realmente colocados à prova. Normalmente, as análises de eficiência dos tratamentos se iniciam nesta etapa, através da verificação da variação das cargas piezométricas e de vazões. O quadro hidrogeotécnico das fundações, até então, pode ser considerado, em linhas gerais, como praticamente desconhecido. A condutividade hidráulica inicial das descontinuidades é subestimada, as alterações da condutividade, provocadas pelas

injeções é superestimada, os gradientes nestas feições é desconhecido, da mesma forma que as vazões pré e pós-injeções.

A construção da obra, como exemplificado em Taquaruçu, altera sensivelmente o panorama do fluxo, de forma que o enchimento do reservatório pode vir a solicitar fortemente a cortina, ou, alterar muito pouco os níveis piezométricos nas discontinuidades presentes, dependendo das relações entre as estruturas da fundação com o reservatório.

Em Taquaruçu, as diversas fases a obra fizeram com que os níveis piezométricos do contato A/B, antes do enchimento, estivessem muito próximos dos níveis piezométricos finais, após o enchimento. Ressalta-se que estes níveis piezométricos finais, a montante dos tratamentos, são praticamente os mesmos daqueles de antes do início da construção da obra (aquífero "in natura" drenado por furos abertos no leito do rio). Há duas hipóteses para explicar tal comportamento: -durante a cheia excepcional ocorrida em janeiro de 1990, não houve tempo hábil para tratamento da drenagem 56/61, o que colocou o contato A/B em interação com o nível do rio, por jusante da casa de força (na FIGURA 65, é assinalada a área por onde provavelmente estaria ocorrendo esta interação). Desta forma, os níveis piezométricos em todo o aquífero seriam controlados pelo nível d'água de jusante da barragem; -a injeção teria colmatado suficientemente os vazios do contato A/B (as vazões pela drenagem são suficientemente baixas para embasar esta hipótese) e o aquífero estando pouco drenado retornaria às suas cargas originais. Neste caso, não haveria nenhuma interação entre o reservatório e o contato A/B. Para confirmar qual destas hipóteses é a verdadeira,

seria necessário um acompanhamento a longo prazo dos níveis piezométricos e vazões, correlacionando-os com o nível d'água de jusante da barragem.

Os diagramas de subpressões na tomada d'água e vertedor, bem como a planta piezométrica da barragem, são apresentados nas FIGURAS 62 a 69. A título de comparação, são apresentados, em cada seção piezométrica, os diagramas de subpressões obtidas logo após a execução das injeções de reforço, quando os drenos construtivos se encontravam ainda abertos.

A presença de um piezômetro no interior da cortina permite que se verifiquem, nas várias seções piezométricas, atuações bastante distintas da drenagem sobre a cortina de vedação, e que esta atuação já era presente quando do término das injeções e a drenagem ainda se dava pela drenagem construtiva. As várias alterações introduzidas no fluxo após as injeções de reforço (fechamento dos drenos construtivos, abertura da drenagem de projeto, desvio de segunda etapa, enchimento do reservatório) não "alteram a forma" dos diagramas de subpressões, observando-se apenas incrementos nos gradientes, ou seja, nas seções onde a drenagem atuava mais ou menos intensamente sobre os piezômetros internos à cortina, esta atuação continuou ocorrendo da mesma forma após o enchimento do reservatório.

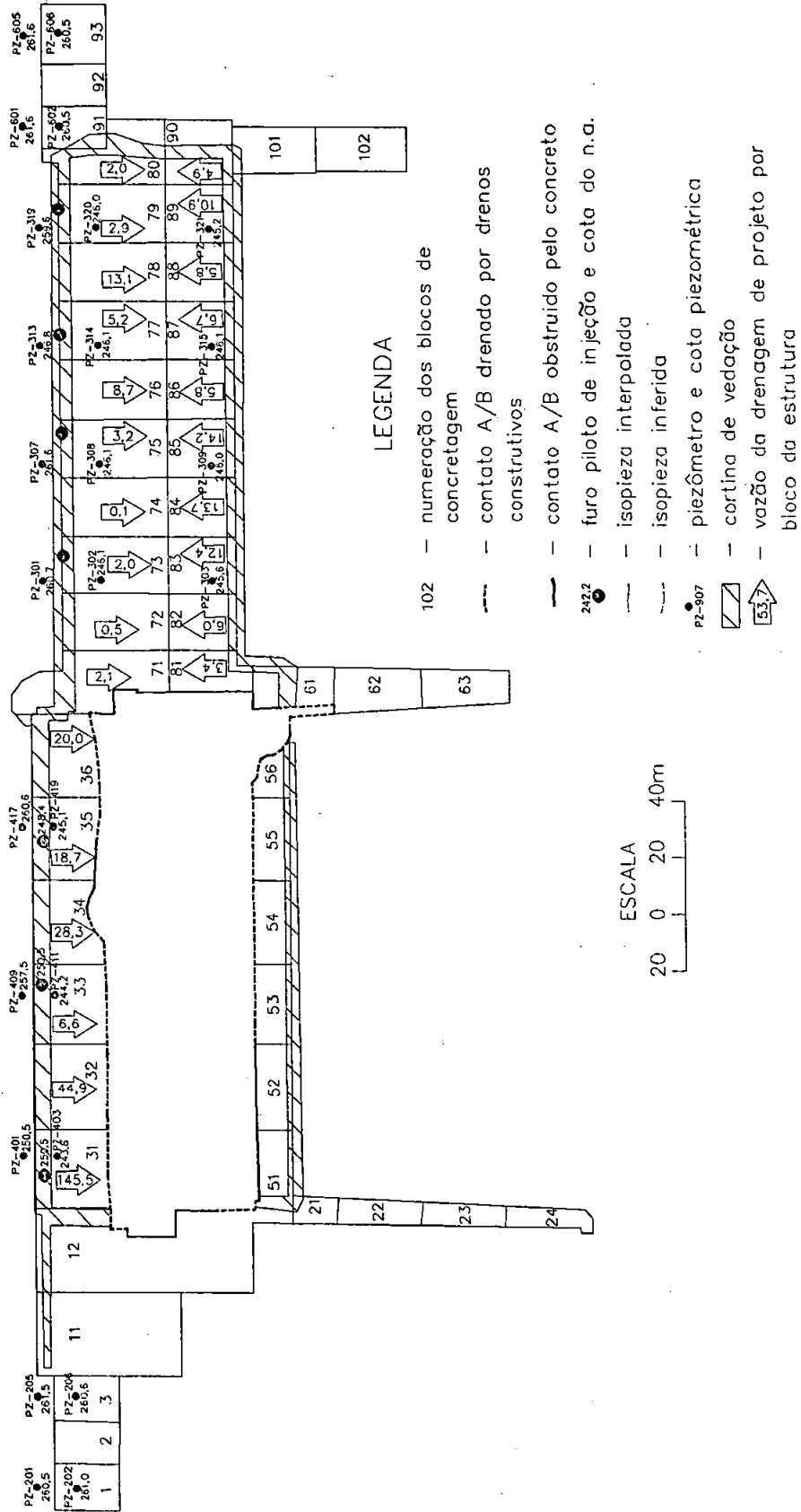


FIGURA 62 — Planta piezométrica e vazões (l/min) por estrutura, após o enchimento da barragem

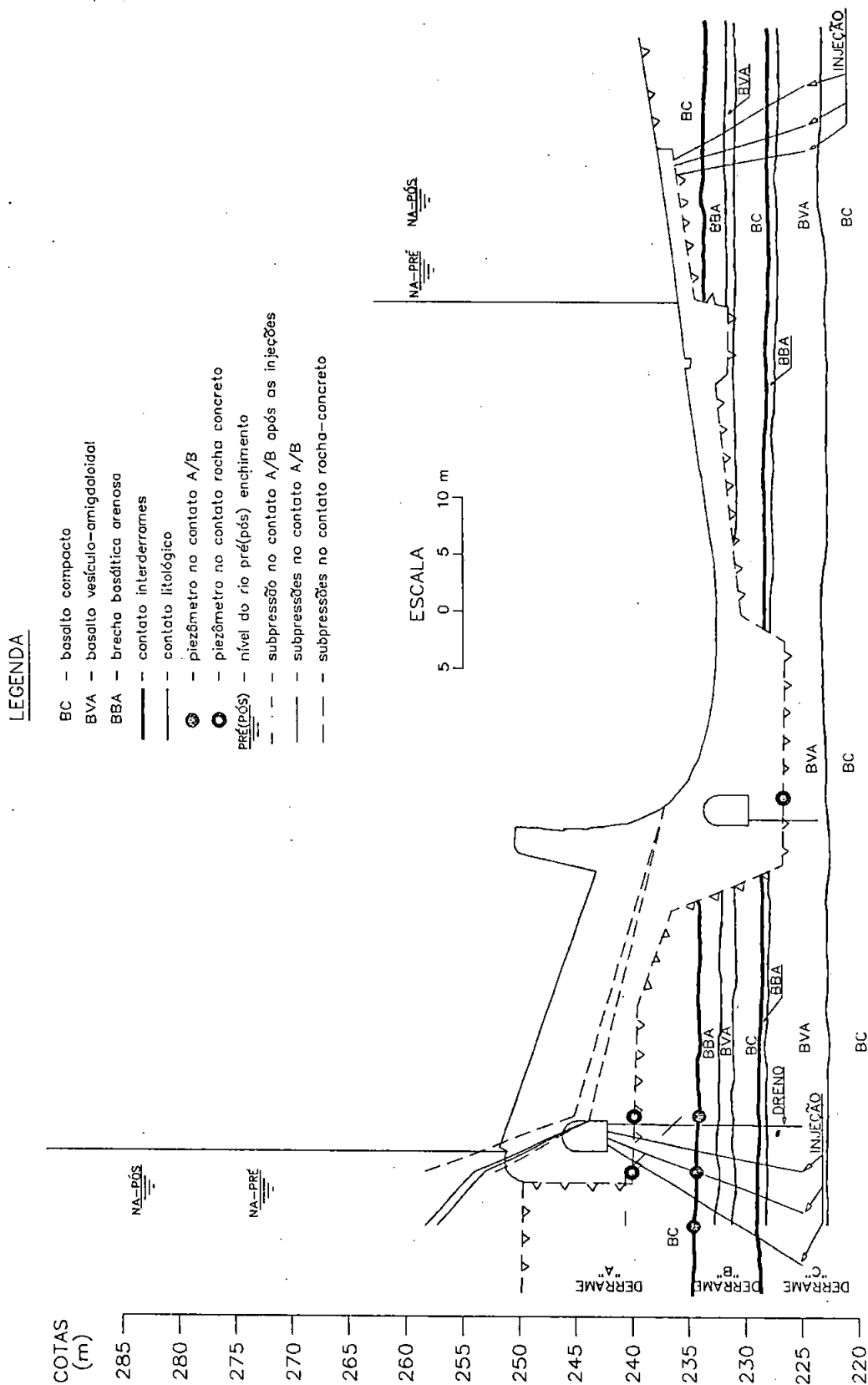


FIGURA 63 - Seção piezométrica pela tomada d'água - Bloco 31

LEGENDA

- BC - basalto compacto
- BVA - basalto vesicula-arrigidado
- BBA - brecha basáltica arenosa
- contato interderames
- contato litológico
- ⊕ - piezômetro no contato A/B
- ⊙ - piezômetro no contato rocha concreto
- pré(pós) - nível do rio pré(pós) enchimento
- - supressão no contato A/B após as injeções
- - supressões no contato A/B
- - supressões no contato rocha-concreto

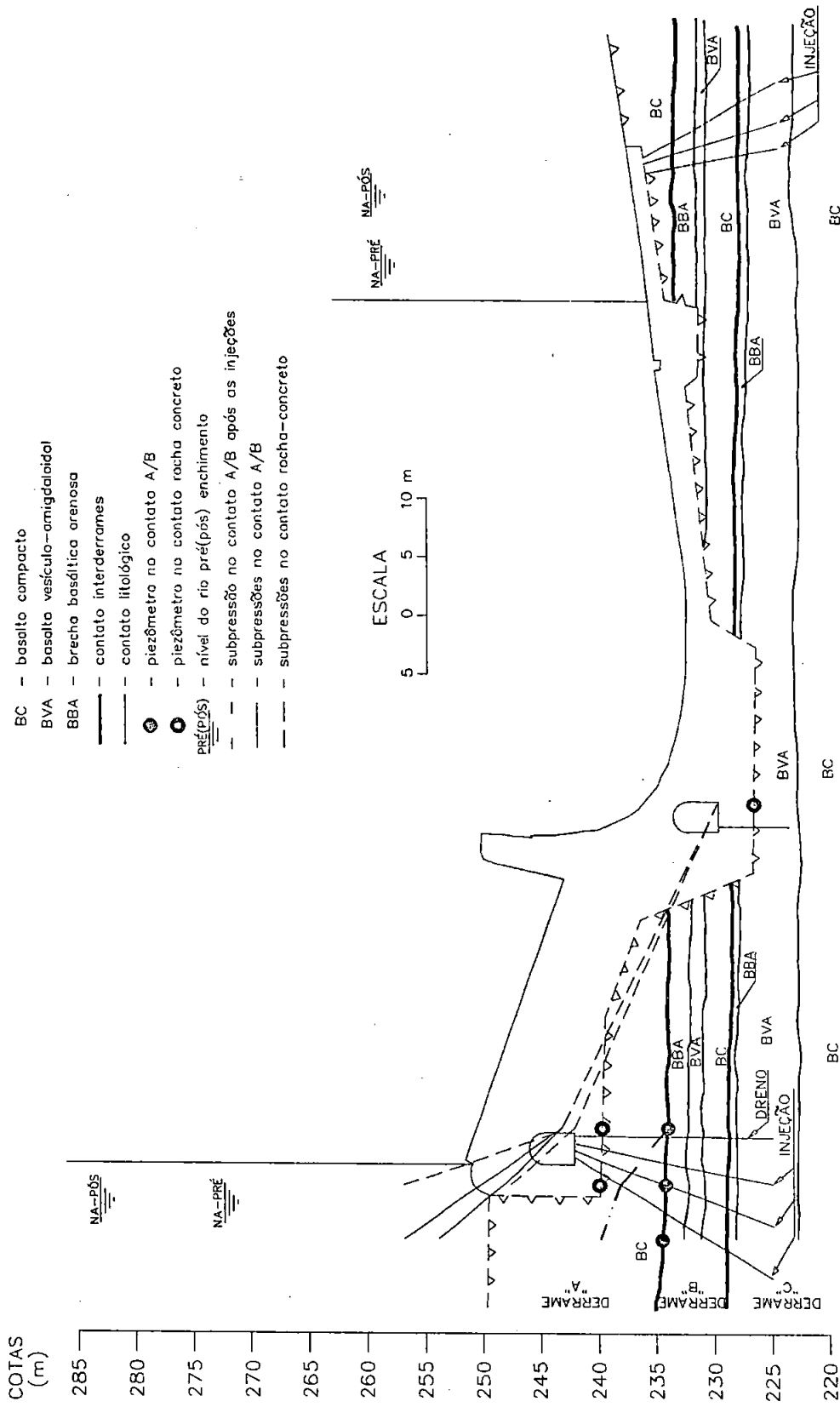


FIGURA 64 - Seção piezométrica pela tomada d'água - Bloco 33

LEGENDA

- BC - basalto compacto
- BVA - basalto vesicular-amigdaloidal
- BBA - brecha basáltica arenosa
- contato interderames
- contato litológico
- ⊙ - piezômetro no contato A/B
- ⊙ - piezômetro no contato rocha concreto
- nível do rio pré(pós) enchimento
- subpressão no contato A/B após as injeções
- subpressões no contato rocha-concreto
- subpressões no contato A/B
- ↑↑↑ - área provável de interação entre o contato A/B e o nível de jusante

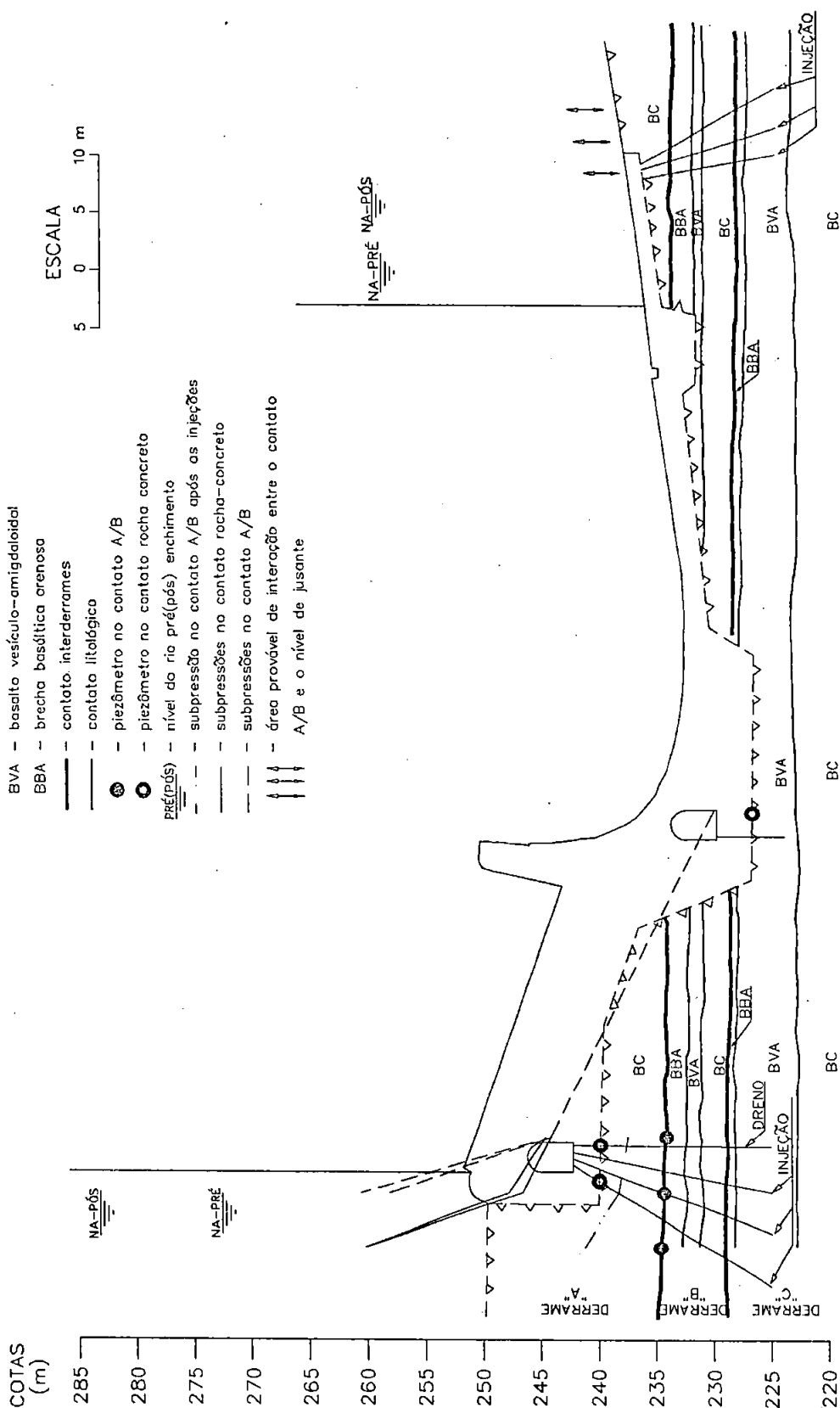


FIGURA 65 - Seção piezométrica - tomada d'água - Bloco 35

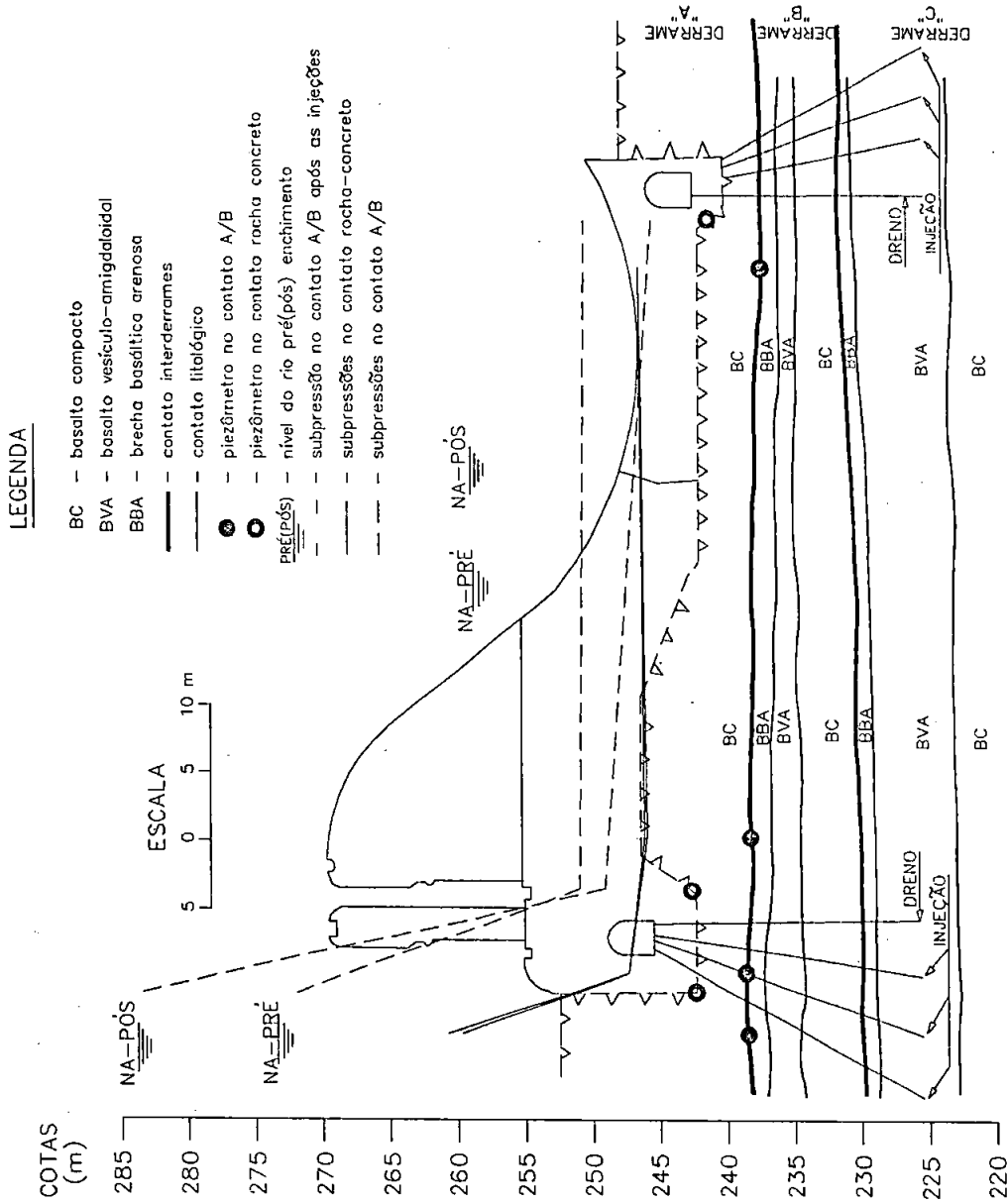


FIGURA 66 - Seção piezométrica - vertedor - Bloco 73

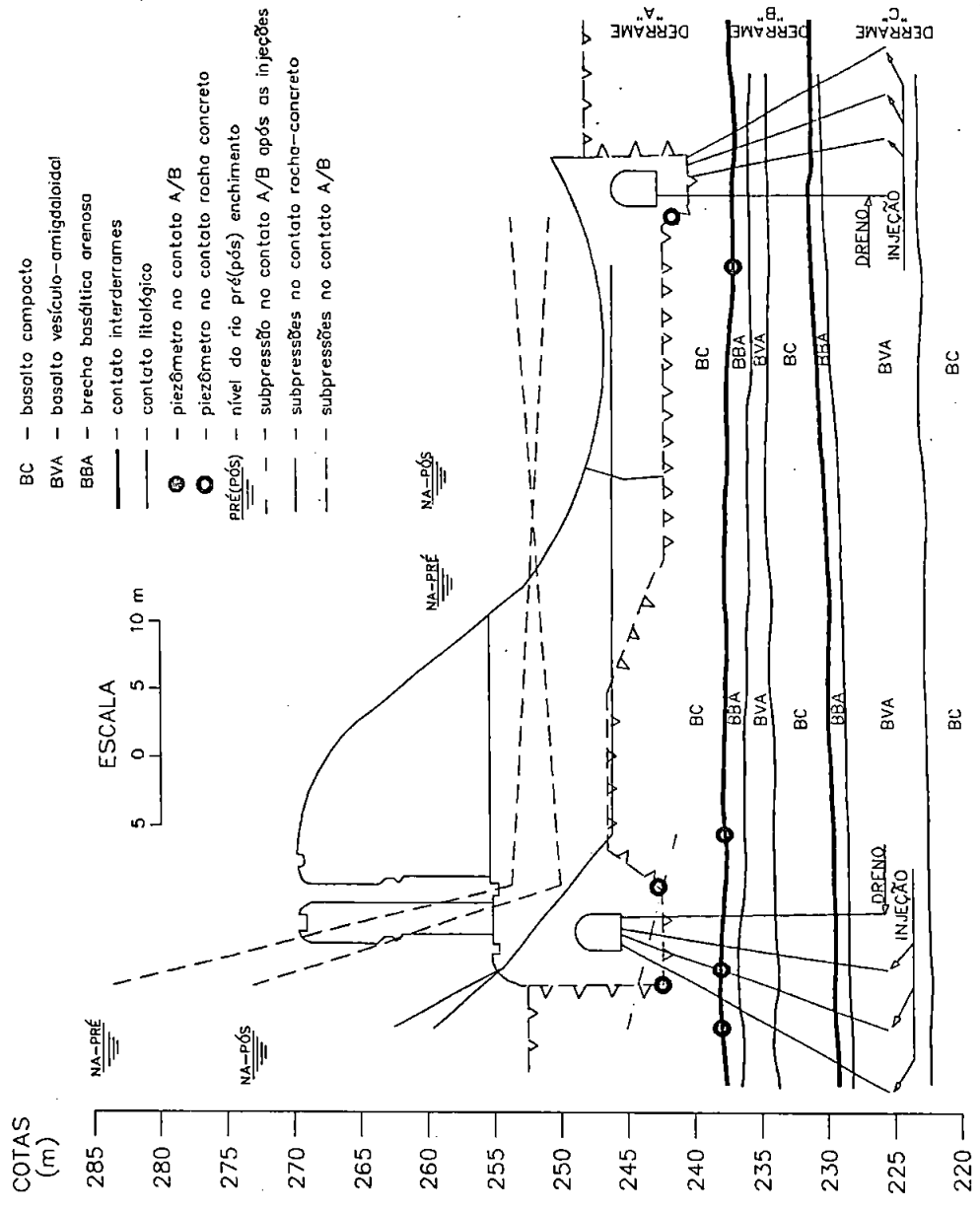


FIGURA 67 — Seção piezométrica — vertedor — Bloco 75

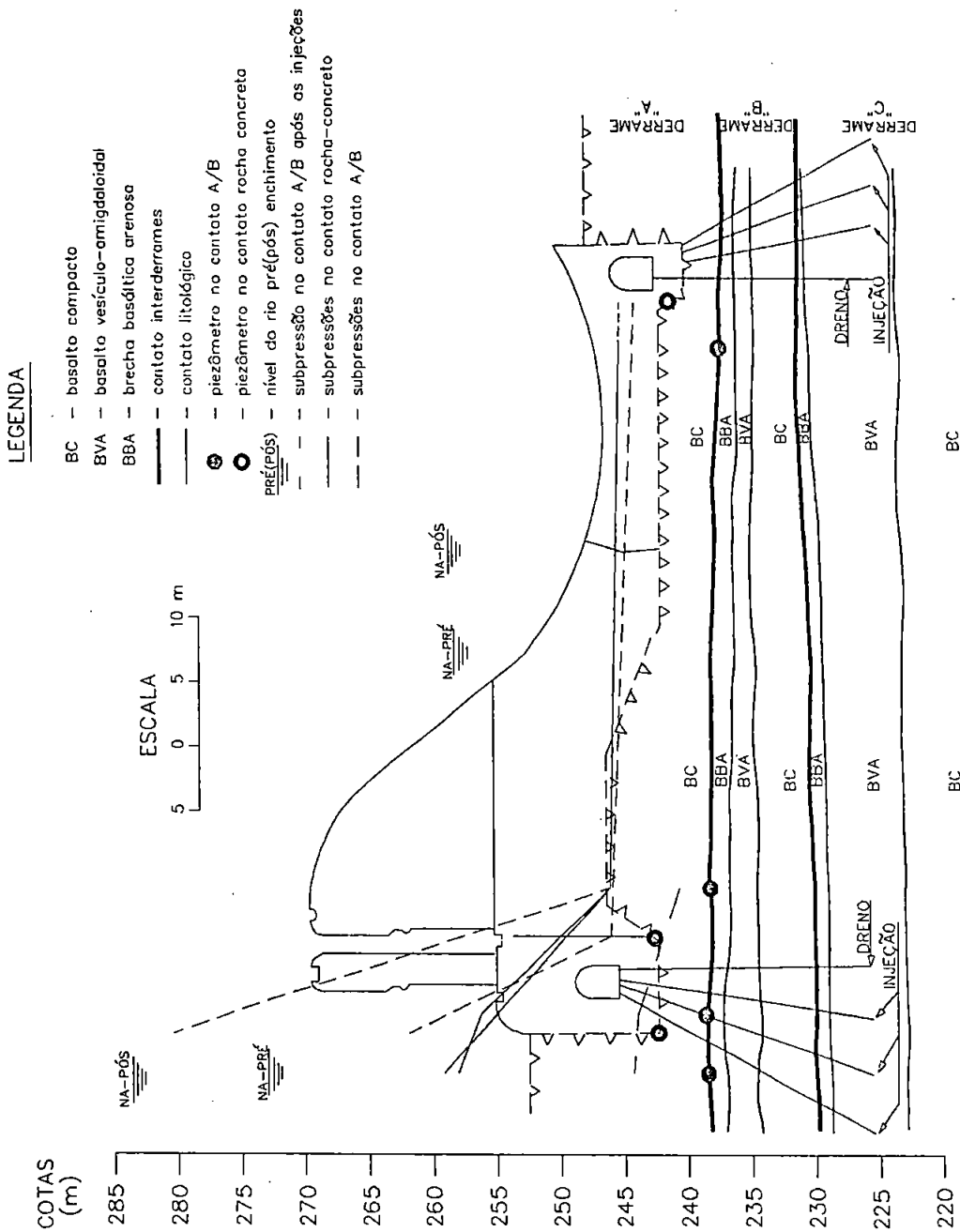


FIGURA 68 — Seção piezométrica — vertedor — Bloco 77

LEGENDA

- BC -- basalto compacto
- BVA -- basalto vesicula-amigdaloidal
- BBA -- brecha basáltica arenosa
- contato interderrames
- - - contato litológico
- ⊙ -- piezômetro no contato A/B
- -- piezômetro no contato rocha concreto
- PRE(PÓS) -- nível do rio pré(pós) enchimento
- - - subpressão no contato A/B após as injeções
- - - subpressões no contato rocha-concreto
- - - subpressões no contato A/B

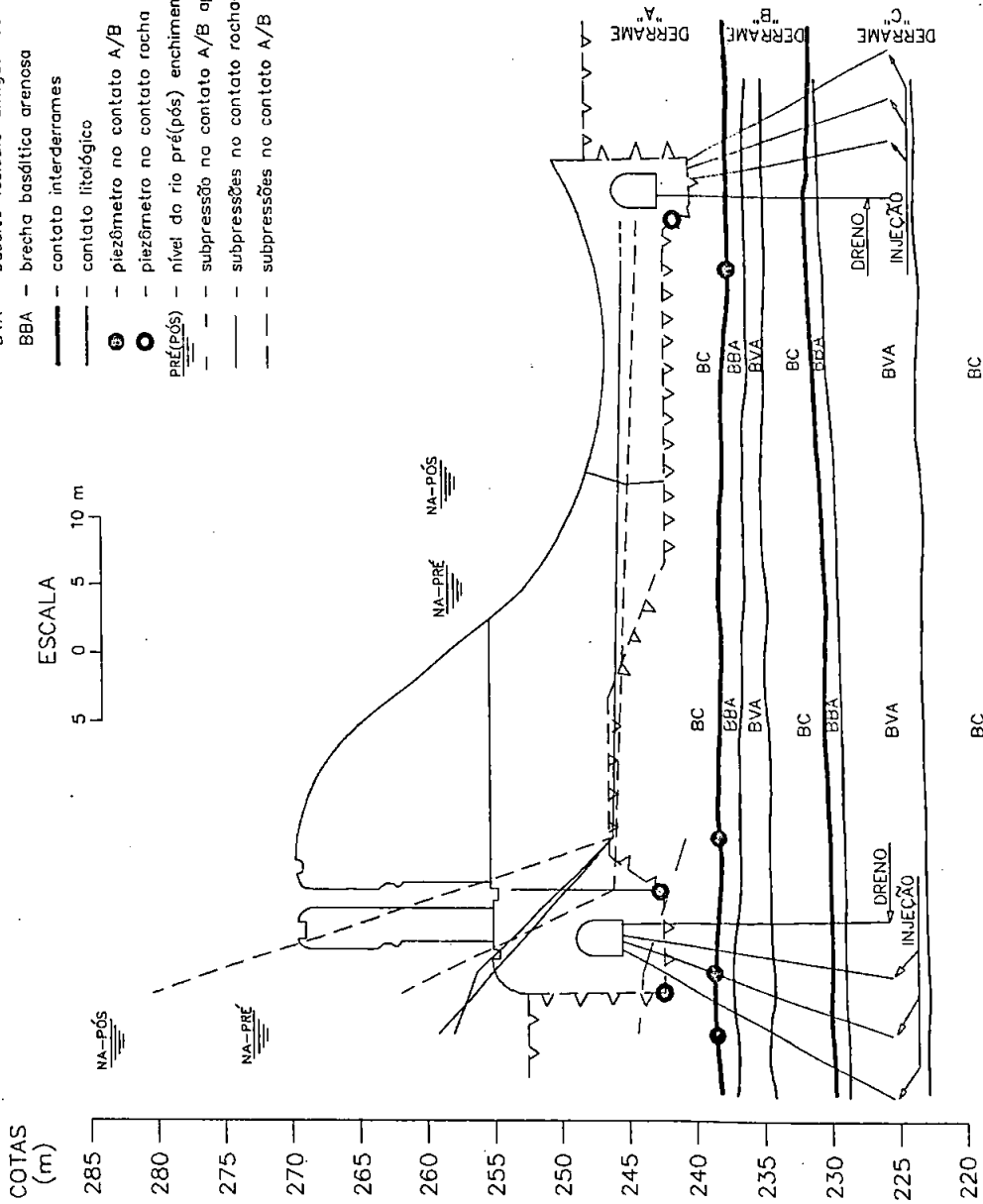


FIGURA 69 - Seção piezométrica - vertedor - Bloco 79

A atuação da cortina no controle das subpressões é variada nas diversas seções piezométricas mas pode-se afirmar que, com exceção do Bloco 77/87, onde a cortina é nitidamente ineficaz, em todas as demais seções piezométricas há reduções de subpressões pela cortina de vedação. A atuação da drenagem em nenhuma destas seções piezométricas alcança os piezômetros de montante, cujas cargas mantêm-se elevadas, ou seja, os gradientes, caso a cortina fosse totalmente ineficaz deveriam ser mais baixos, a exemplo da seção piezométrica do Bloco 77/87 (FIGURA 68).

O enchimento do reservatório provoca, na fase inicial do enchimento, um ligeiro aumento das vazões da drenagem das estruturas de concreto que, após a estabilização do nível do lago, mostram ligeiro declínio, estabilizando-se em valores praticamente iguais aos verificados antes do enchimento, ou seja, pode-se dizer que o enchimento do reservatório não alterou as vazões afluentes ao sistema de drenagem (FIGURA 70).

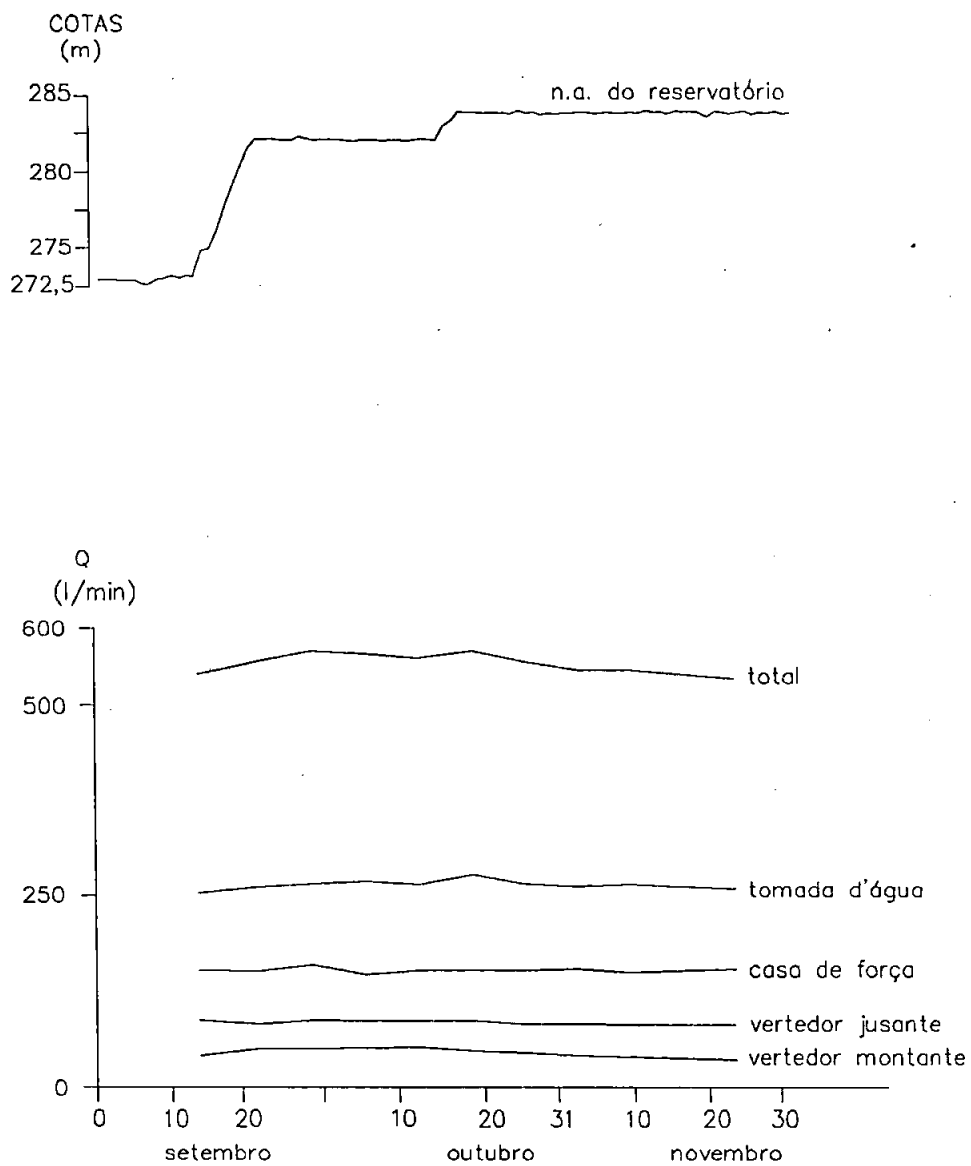


FIGURA 70 – Variação das vazões, por estrutura, com o enchimento do reservatório.

4 A EFICIÊNCIA DAS CORTINAS DE VEDAÇÃO EM FUNDAÇÕES BASÁLTICAS

4.1 Formas de Análise da Eficiência

A análise da eficiência da cortina de vedação pode ser efetuada a partir de várias técnicas, sendo comum a utilização de técnicas geofísicas tais como a variação da velocidade de propagação de ondas sísmicas antes e após os tratamentos, a realização de perfilagens elétricas ao longo da área tratada ou mesmo a execução de ensaios mecânicos tais como deformabilidade "in situ" antes e após as injeções. Contudo, as técnicas que mais se adequam à análise da eficiência dos tratamentos são aquelas que se identificam mais diretamente com os objetivos da impermeabilização em si. Assim, podem-se citar várias técnicas de análise de eficiência das injeções, lembrando-se sempre que a eficiência de um tratamento deve ser questionada e verificada durante a sua execução, durante o enchimento do reservatório e após seu enchimento.

É importante ressaltar que o conceito de "eficiência" deve ser entendido sob dois enfoques: a eficiência dos trabalhos de injeção e a eficiência da cortina de vedação, que são conceitualmente bastante distintos. O primeiro, eficiência dos trabalhos de injeção, deve ser entendido como a capacidade que as injeções têm de reduzir gradativamente a condutividade hidráulica do meio rochoso ao longo das diversas etapas executivas. A eficiência da cortina de vedação, por outro lado, diz respeito ao

desempenho da cortina de vedação enquanto elemento de redução de vazões e/ou subpressões.

As técnicas de medida de eficiência são distintas e próprias para cada um dos enfoques de análise. A cada etapa deve corresponder uma técnica de interpretação, tanto mais decisiva quanto mais próxima dos objetivos finais do controle (IPT, 1979).

A eficiência dos trabalhos de injeção é usualmente medida através da análise de absorções de cimento, ensaios de perda d'água e sondagens e/ou perfurações de controle. A eficiência da cortina de vedação, por sua vez, só pode ser avaliada quando do enchimento e operação do reservatório, quando então os tratamentos são realmente colocados à prova. A aplicação de ensaios "hidrogeotécnicos globais" durante a fase construtiva permite não só maior conhecimento das características hidrogeotécnicas do maciço como também se mostra como poderosa ferramenta de análise. Tais ensaios também têm sido aplicados após o enchimento do reservatório com o objetivo de analisar a eficiência da cortina ou de estudos para redução de vazões pelos elementos de drenagem das estruturas.

A análise das absorções de cimento é uma das técnicas mais antigas e largamente empregadas para verificação dos trabalhos de injeção. Tal técnica baseia-se no princípio de que, a cada etapa, com a diminuição sucessiva do espaçamento entre furos, os vazios vão sendo sucessivamente preenchidos, tendendo a sua total eliminação. Não se observa, contudo, a eliminação total dos vazios. Com efeito, o que se observa nas etapas finais de injeção são absorções bastante elevadas ao lado de vários furos com absorções nulas, demonstrando a distribuição errática dos vazios, mesmo em

feições altamente injetáveis. Assim, há um certo limite inferior de absorções, denominado "absorções residuais" (AZEVEDO et al., op.cit.). A rigor, estas absorções poderiam ser diminuídas, reduzindo-se ainda mais o espaçamento entre furos. Porém, isto seria conseguido a custos inaceitáveis.

As absorções podem ser analisadas ainda através do exame das variações de absorções de uma etapa para outra. A heterogeneidade na distribuição dos vazios nas estruturas geológicas é refletida nas absorções das primeiras etapas de injeção que irão apresentar variação maior de furo para furo do que nas últimas etapas, quando os maiores vazios (e a maioria dos mesmos) já terão sido injetados. Esta forma de análise considera o que pode ser denominado "efeito homogeneizador das injeções" (AZEVEDO et al., op.cit.).

Levando em consideração os limites de injetabilidade do maciço cuja redução só é conseguida por uma alta relação custo/benefício e a homogeneização da fundação, que é mais rapidamente alcançada conforme as características do meio injetado, depreende-se que um acompanhamento adequado dos trabalhos de injeção deve permitir não só adequação dos trabalhos de injeção, mas sobretudo suspender a execução dos trabalhos, quando as absorções puderem ser identificadas com absorções residuais (IPT, op.cit.).

Outra técnica amplamente utilizada é a análise de ensaios de perda d'água realizados antes e após as injeções ou mesmo durante a execução da cortina. Tais ensaios têm sido realizados tanto como controle da injeção como critério orientativo do

objetivo dos tratamentos, que buscam a impermeabilização do maciço. Os critérios adotados para a execução de ensaios de perda d'água sob pressão trazem implicações inegáveis quanto a de interpretação e análise. Com efeito, a execução sistemática dos ensaios durante a execução da cortina permite que a evolução da permeabilidade, acompanhada "pari passu", sendo um importante instrumento de controle da execução da cortina. Por outro lado, a execução de ensaios em furos regularmente distribuídos antes e após as injeções pode não traduzir estatisticamente a permeabilidade da feição ensaiada.

O controle final da cortina é, em geral, efetuada com a execução dos furos finais de injeção ou com sondagens rotativas especificamente realizadas com esse fim. A finalidade da execução destes furos de controle é assegurar que as injeções atingiram seu objetivo, ou seja, homogeneizaram o maciço rochoso, reduzindo as altas permeabilidades e as concentrações de fluxo. Os critérios para execução destes furos são os mais diversos, dependendo dos critérios do projeto, sendo, no entanto, bastante rígidos após adotados em um dado projeto. Usualmente, os critérios utilizados são os resultados das absorções de cimento, os ensaios de perda d'água sob pressão, distribuição regular ao longo da cortina ou ainda critérios compostos (IPT, op.cit.).

Estas formas de análise da eficiência dos trabalhos de injeção têm demonstrado que as injeções quase sempre atingem seus objetivos, mesmo porque a redução do espaçamento entre os furos, até valores da ordem de 0,50 m, é sempre possível. Inúmeros são os relatos que demonstram tais fatos nas mais diversas litologias

(IPT, op.cit.; GUIDICINI et al., 1981; MARRANO et al., op.cit.; GOMBOSSY et al., op.cit.; REN et al., 1978; CRAXIM e outros, 1970; QUADROS, 1993; MACHADO et al., 1984 dentre outros).

A análise da eficiência da cortina de vedação como elemento de controle de vazões e/ou subpressões pode e deve ser iniciada durante a construção da obra, através da execução de ensaios hidrogeotécnicos globais ou mesmo pelo simples acompanhamento da variação das vazões com as injeções. A instalação de piezômetros auxiliaria sobremaneira na verificação das variações das pressões. Infelizmente, as oportunidades tem sido mal aproveitadas, uma vez que apenas em Promissão (OLIVEIRA e CORRÊA F^o, op.cit.), Nova Avanhandava (GRAEFF et al., op.cit.) e agora em Taquaruçu, estas técnicas foram aplicadas. Embora outros ensaios ou testes significativos durante a construção tenham sido realizados em outros locais, os objetivos a que se destinaram eram bastante diferentes dos aqui analisados.

Somente durante e após o enchimento do reservatório é que a análise da eficiência da cortina de vedação pode ser efetuada de forma mais adequada, pois aí as injeções devem realmente mostrar o seu papel. Quando esta etapa do projeto é cumprida e as respostas das fundações, quanto a vazões e subpressões, correspondem àquelas previstas ou esperadas, as análises de eficiência esbarram em dificuldades como falta de instrumentação convenientemente instalada ou falta de medidas de vazões antes e depois das injeções. Neste caso, as análises limitam-se à verificação da variação das vazões com o enchimento do reservatório.

Nova Avanhandava é um dos poucos exemplos conhecidos onde um adequado acompanhamento das vazões afluentes na escavação desde o início da obra permitiu, durante o enchimento do reservatório, uma avaliação das injeções no controle das vazões. Esta análise foi possível devido à instalação de drenos meia-cana ao longo da junta-falha da cota nominal 300, cujas vazões foram convenientemente conduzidas para poços de coleta. Destes drenos, uma parte coletava as águas de áreas externas à cortina e outra parte coletava águas de áreas internas à cortina. A variação das vazões com o tempo (FIGURA 71) mostra uma fase inicial de grande oscilação das vazões, mas com tendência de estabilização até próximo ao início das injeções. Tais variações podem ser interpretadas como uma inevitável gama de alterações provocadas pela construção da obra. As injeções reduziram as vazões internamente à cortina, de 900 l/min, em média, para cerca de 150 l/min. Ao contrário, externamente à cortina, houve um aumento de vazão de 1500 l/min, em média, para cerca de 1800 l/min. O enchimento do reservatório não alterou as vazões internamente à cortina, ao passo que os drenos externos à cortina apresentaram aumentos consideráveis de vazão com o enchimento (FIGURA 72).

A proximidade da drenagem e o seu raio de ação tem sido citada como uma das causas que dificulta a análise da eficiência das cortinas de vedação. A presença da drenagem, contudo, é de importância fundamental para realçar o papel da cortina de vedação, desde que esta seja eficiente. Os efeitos da vedação não se podem fazer sentir sem uma drenagem eficiente a jusante. O contraste das condutividades hidráulicas entre a zona tratada e a não tratada é

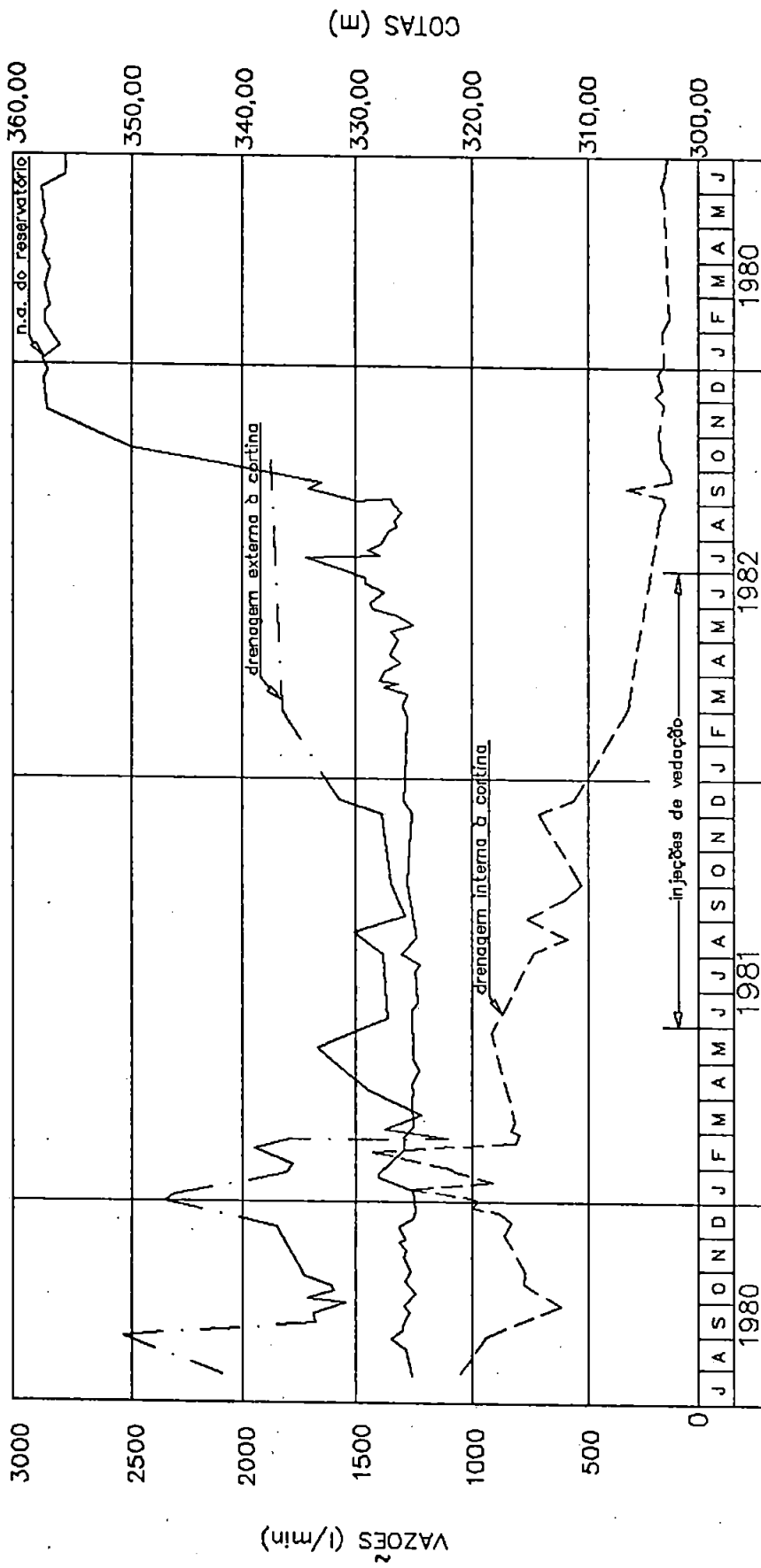


FIGURA 71 - Variação das vazões com as injeções (modificado de GRAEFF e outros, 1984).

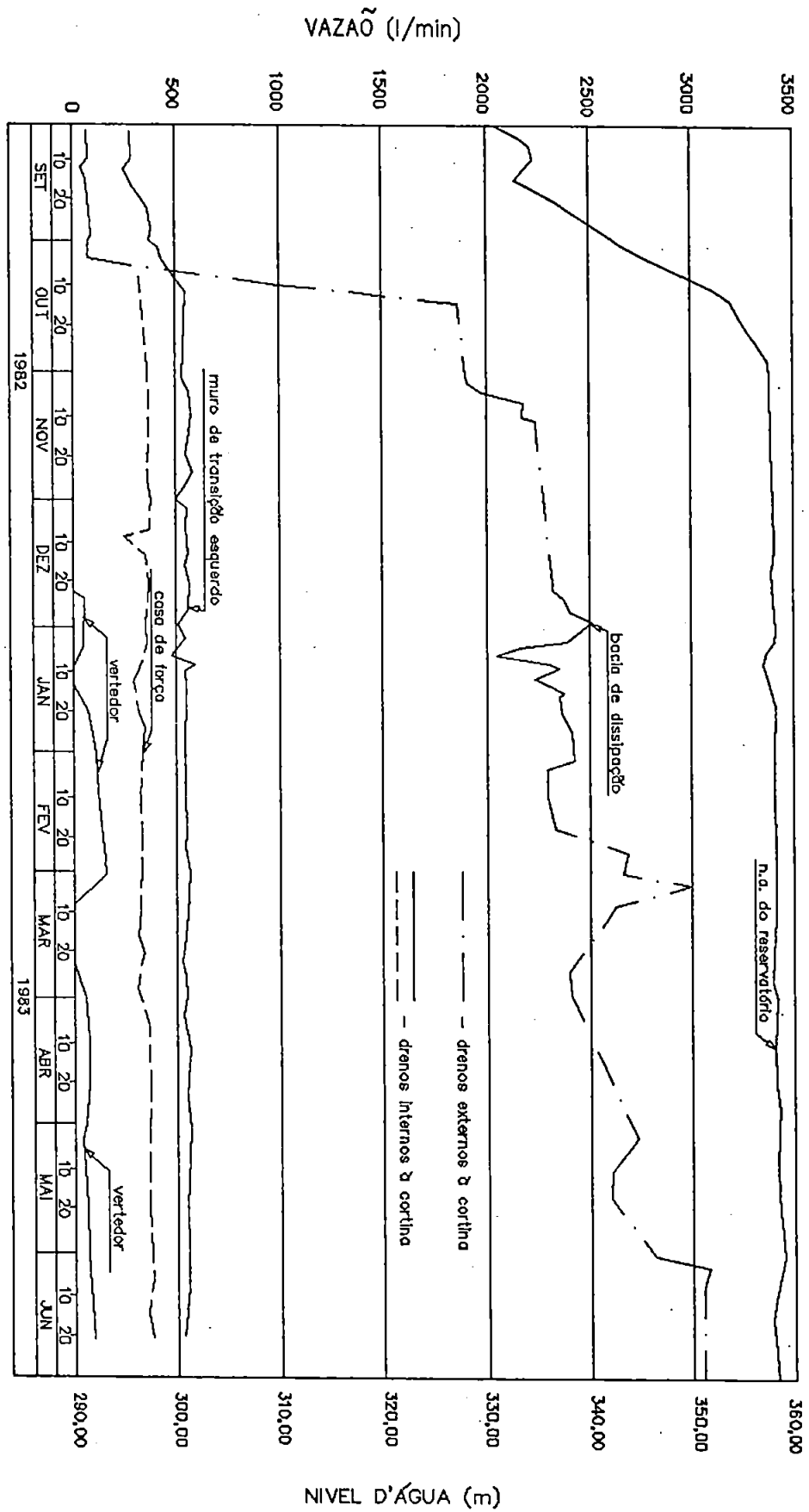


FIGURA 72 – Variação das vazões com o enchimento do reservatório, em Nova Avanhandava (modificado de GRAEFF e outros, 1984).

que irá condicionar a distribuição dos valores de pressão em cada ponto, desde que haja fluxo. Se se imaginar que, após construída a barragem, todos os pontos possíveis de saída d'água (internos e externos à cortina, inclusive os drenos), sejam adequadamente obstruídos, as cargas piezométricas nas descontinuidades irão retornar aos seus níveis originais ou então atingir os níveis do reservatório, caso haja intercomunicação entre ambos. Nestas condições, o fluxo é muito pequeno, com gradientes bastante baixos, e então as zonas injetadas não serão percebidas.

Este fato pode ser verificado com os resultados dos ensaios hidrogeotécnicos realizados em Nova Avanhandava (TABELA 20).

TABELA 20 - Variação da eficiência dos tratamentos com o fechamento da drenagem, em Nova Avanhandava (modificado de GRAEFF, 1984).

ESTRUTURA	BLOCO GALERIA	CONDIÇÃO DE ANÁLISE	AUMENTO DAS SUBPRESSÕES PELOS TRATAMENTOS		REDUÇÃO DA EFICIÊNCIA DOS TRATAMENTOS(%)
			DRENOS ABERTOS	DRENOS FECHADOS	
MTD	145	50% DOS	52	32	38,5
	146 M	DRENOS	55	37	32,7
	147	FECHADOS	34	23	32,3
CF (1)	111 M	100% DOS	19	12	36,8
	112	DRENOS DA GALERIA	20	16	20,0
	111 J	JUSANTE	4	-3	175,0
	112	FECHADOS	4	1	75,0
CF (2)	111 M		37	32	13,5
	112		54	45	16,6

(1)-Piezômetros na brecha do topo do derrame I;

(2)-Piezômetros na junta-falha da cota nominal 300.

Observa-se que o tamponamento da drenagem, mesmo em galerias distantes daquelas onde se efetua a medida, provoca redução na eficiência dos tratamentos - injeção e drenagem - (caso

da galeria de montante da casa de força-CF - quando se fechava a drenagem de jusante). Quando a avaliação é feita na mesma galeria onde se efetua o fechamento da drenagem, mesmo que este seja parcial (caso da galeria do muro de transição direito-MTD) a redução da eficiência dos tratamentos é ainda maior. Quando o tamponamento da drenagem é total a eficiência reduz-se a zero e passam a se desenvolver subpressões (caso da galeria jusante da casa de força).

O fechamento da drenagem da soleira do vertedouro em Capivara, por outro lado, realizado para se examinarem os efeitos da cortina de vedação separadamente dos efeitos da drenagem, não surtiu os resultados esperados. A drenagem não foi eliminada, e sim redistribuída por outros drenos e galerias em níveis inferiores que permaneceram abertos, atuando no rebaixamento das cargas (IPT, 1977).

Ensaio hidrogeotécnicos devem ser executados após o enchimento do reservatório com o objetivo de otimizar o bombeamento, evitar concentrações de fluxo e fornecer subsídios para avaliação da eficiência das cortinas. A programação destes ensaios bem como a avaliação dos seus resultados requerem bom conhecimento do fluxo estabelecido nas fundações.

Os ensaios hidrogeotécnicos executados em Nova Avanhandava compreenderam três etapas consecutivas, mas não simultâneas: fechamento de 50% e 100% dos drenos do muro de transição direito; fechamento de 50% dos drenos da galeria de jusante da casa de força; fechamento dos drenos externos à cortina, na bacia de dissipação que apresentava altas vazões.

Os três ensaios executados permitiram verificar diversos aspectos da hidrogeotecnia dos basaltos, tais como o efeito da interligação de várias estruturas geológicas pela drenagem profunda, o efeito do "dreno horizontal plano" das descontinuidades basálticas, além de propiciarem avaliação mais objetiva da eficiência dos tratamentos e um maior conhecimento hidrogeotécnico do maciço após a construção da obra (GRAEFF, op.cit.).

O ensaio hidrogeotécnico, possibilitou ainda inferir que as cortinas de linha tripla foram mais eficientes que as de linha simples.

A maior eficiência das cortinas de linhas triplas também foi verificada em Promissão (IPT, op.cit.) e Água Vermelha (SILVEIRA et al., 1981).

Em Água Vermelha, a eficiência das injeções foi efetuada a partir de piezômetros na fundação da barragem de terra da margem esquerda, instalados com este objetivo. A partir da expressão $E = Q_0 - Q/Q_0$, proposto por Casagrande em 1961, convenientemente expressa em termos de carga ($E = H/H$, sendo H a perda de carga através do dispositivo de vedação e H a carga hidráulica total), foi possível avaliar numericamente a eficiência dos tratamentos (SILVEIRA et al., op.cit.).

A análise da eficiência foi efetuada para duas cortinas executadas na fundação da barragem de terra. A primeira, com 300 m de extensão, teve por objetivo tratar uma brecha basáltica arenosa, cuja permeabilidade variava entre 5×10^{-4} a 7×10^{-3} cm/s. Este horizonte foi injetado através de uma única linha, com furos espaçados de 1,50 m. A outra cortina, com 80,0 m de extensão, foi

executada com 3 linhas, espaçadas de 1,5 m entre si e com furos em cada linha, espaçados de 3,0 m. O objetivo desta foi "impermeabilizar" o maciço rochoso constituído por camada de basalto compacto e vesicular e lava aglomerática, medianamente a muito alterados. Os contatos entre os derrames apresentaram, geralmente, perda d'água total nos ensaios de infiltração realizados.

A título de comparação, apresenta-se também a análise da eficiência de uma trincheira de vedação, efetuada por Silveira e outros (op.cit.) na mesma obra (TABELA 21).

TABELA 21 - Eficiência das cortinas de linhas simples, tripla e trincheira de vedação em Água Vermelha (SILVEIRA e outros, 1981).

CORTINA	DATA	NÍVEL DO RESERVATÓRIO (m)	COEFICIENTE DE EFICIÊNCIA(%)	
			SEÇÃO DE ANÁLISE(ESTACA)	
			181 + 10	184 + 00
SIMPLES	09/03/79	383,30	39	45
	31/10/79	383,20	24	27
	29/09/80	374,30	23	26
			197 + 5	199 + 5
TRIPLA	09/03/79	383,30	70	58
	31/10/79	383,20	62	43
	29/09/80	374,30	55	38
			192 + 10	194 + 10
TRINCHEIRA DE VEDAÇÃO	09/03/79	383,30	82	83
	31/10/79	383,20	76	74
	29/09/80	374,30	-	-

A eficiência da cortina de linha tripla é de 30% e 80% superior à de linha simples, logo após o enchimento do reservatório (09/03/79). Por outro lado, a trincheira de vedação, dotada de uma

parede de concreto a montante e de um filtro a jusante, demonstrou eficiência máxima de 83%, superior à menor eficiência da cortina de linha tripla, na mesma data (09/03/79).

A queda da eficiência com o tempo em todos os elementos de vedação foi interpretada como: "possível processo de carreamento de materiais da camada de brecha sedimentar injetada ou então de materiais não devidamente consolidados da própria injeção", no caso da cortina de linha simples; à colmatação dos caminhos de percolação, uma vez que foi observada redução de subpressão em praticamente todos os piezômetros da ombreira esquerda, sendo mais intensa nos de montante" no caso da cortina de linha tripla e da trincheira de vedação (SILVEIRA e outros, op.cit.).

A análise das subpressões e vazões nesta ombreira de Água Vermelha, utilizando-se o método dos elementos finitos, elaborada por ALVES FILHO et al. (1980), demonstrou que a eficiência obtida na cortina de linha tripla foi conseguida com um contraste de permeabilidade de apenas 10 vezes entre a lava aglomerática ($K = 10^{-1}$ cm/s) e a cortina de injeção ($K = 10^{-2}$ cm/s).

Quando o enchimento do reservatório é acompanhado por um aumento significativo de vazões ou o desenvolvimento de subpressões inesperadas, as injeções têm, em certos casos, demonstrado boa eficiência. Este é o caso de Itaúba, o único caso conhecido na Bacia do Paraná, relatado por GUIDICINI et al. (1981).

Sob as estruturas de concreto desta obra, os condicionantes do maciço são representados pelos contatos interderrames, juntas-falhas e planos de falhas subverticais e inclinados, estes com mudanças acentuadas de mergulho, bifurcações e ligações umas com as

outras, aflorando a montante das estruturas de concreto. Tais planos de falhas, apesar de preenchidos parcialmente por materiais finos, são caminhos de percolação d'água e, em virtude da sua posição espacial, interceptando as demais feições geológicas, permitiam rápidas transferências de carga e volumes d'água das cotas mais altas para as inferiores. As análises efetuadas para diversas condições levou à conclusão de que a estabilidade global de blocos do maciço seria adequada desde que a drenagem e a vedação fossem eficazes. Tais fatos acarretaram mudanças no período de tratamentos das fundações: extensão da laje no canal de adução até a cortina de vedação, reforço da própria cortina de injeções, complementação do sistema de drenagem e instalação de diversos instrumentos, enchimento do reservatório por etapas e execução de testes no sistema de drenagem antes e durante o enchimento.

Com o enchimento do reservatório observaram-se subpressões elevadas em alguns blocos da tomada d'água, bem acima das esperadas.

Após o enchimento, os níveis piezométricos naqueles blocos da tomada d'água continuaram elevados, estabelecendo-se de 1,0 a 2,0 m abaixo do nível do reservatório. Tal comportamento foi verificado também no mesmo trecho da subfundação, em cotas inferiores no interior do maciço rochoso.

Diversas análises mostraram que havia comunicação direta entre as águas dos reservatórios e piezômetros da fundação da tomada d'água, supondo-se que tal comunicação ocorreria através das juntas verticais entre blocos ou por aberturas entre a estrutura da tomada d'água e a laje de impermeabilização de montante. A

comprovação de que a infiltração ocorria por trincas entre a estrutura e a laje de montante foi possível pela injeção de ar comprimido nos piezômetros com cargas anômalas, e observação das surgências de ar no reservatório. Uma vez comprovada esta hipótese, foram executadas injeções por gravidade diretamente nas fendas. Apesar das grandes absorções de cimento verificadas, com significativas reduções nas vazões, as subpressões continuaram elevadas. Novo ensaio de injeção de ar comprimido acusou a existência de outras duas fendas. Novas injeções diretamente nestas fendas eliminaram as subpressões e reduziram significativamente as vazões, conseguindo vedar satisfatoriamente a alimentação d'água a feições geológicas conjugadas, de alta condutividade.

São inúmeros os autores que relatam os casos em que as injeções reduziram as percolações indesejáveis pela fundação de barragens, nas mais variadas litologias. BUSSEY (1963) relata os casos dos trabalhos efetuados nas barragens de Priest Rapids, assentada sobre basaltos, Fellows Lake, fundada sobre calcários e Puente Viejo, construída sobre basaltos e cones vulcânicos. Percolações perigosas nestas duas últimas barragens foram drasticamente reduzidas com as injeções. Em Priest Rapids, as injeções foram executadas antes das escavações para a instalação das estruturas de concreto. Quando a fundação foi escavada, o contato entre derrames que foi objeto dos tratamentos apresentou vazões praticamente nulas. Após o início de operação da barragem, as vazões pelos drenos, bem como as cargas piezométricas indicaram que a cortina permanecia intacta, mesmo após os fogos de desmonte.

A Barragem de Glendevon foi projetada de forma que um "cut-off" de cerca de 20,0 m de profundidade controlasse as percolações e subpressões nas suas fundações. Quando do enchimento do reservatório, vazões excepcionais foram verificadas pela fundação. A injeção de cerca de 700 toneladas de cimento, sob diferentes formas (injeção de contato estrutura-fundação, injeção profunda, etc.) reduziram as vazões em 99,7% (PIERROT e LANCASTER-JONES, 1973). Neste mesmo artigo, os autores relatam as experiências nas barragens Dokan, Shiwara, onde as percolações foram eficientemente controladas pelas injeções.

O controle de subpressões pelas injeções também é evidenciado quando subpressões perigosas se instalam após o enchimento do reservatório e medidas corretivas são necessárias. JEFFERIES e DAVIS (1982), GOSAIN e KUNZ (1982): RÁBAGO (1982) descrevem os trabalhos e o desempenho das cortinas de vedação nas barragens de Hilton Falls, Electric Lake e Chicoasen, respectivamente.

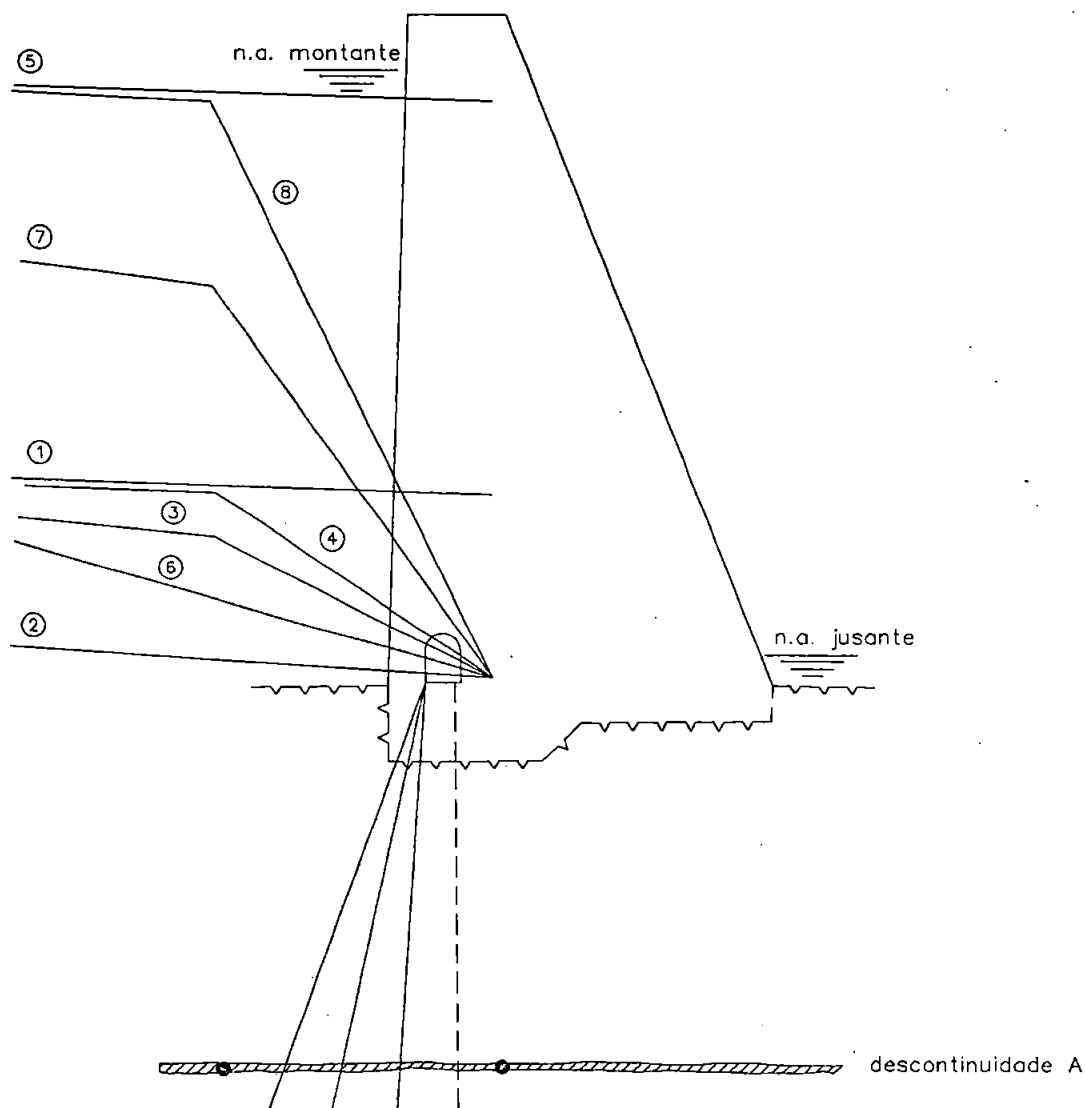
A Barragem de Hilton Falls foi assentada sobre uma seqüência de calcários dolomíticos sobrepostos a uma seqüência de argilitos e arenitos com dolomitos intercalados, todos muito fraturados. As injeções foram efetuadas ao longo do leito do rio, mas não prosseguiram pelas ombreiras da barragem. Percolações foram verificadas após o enchimento do reservatório, até mesmo com carreamento de materiais e surgimento de pequenas cavidades na superfície da barragem. Após o esvaziamento do lago, a ombreira esquerda foi injetada intensamente através de três linhas de injeção. Os piezômetros instalados na fundação mostraram que as

injeções foram responsáveis por 38% das perdas de carga, tendo controlado 98% das vazões. É assinalado pelos autores que os furos finais de injeção é que produziram o efeito verificado.

Todos os casos assinalados são de barragens onde as fundações tinham como característica comum zonas de alta permeabilidade por onde as percolações ocorreram de forma franca. Nestas condições, as injeções desempenharam um importante papel no controle das vazões, e abatimentos nos diagramas de subpressões também foram verificados.

4.2 Análise da Eficiência das Cortinas de Vedação

Seja uma barragem, apoiada em um maciço de permeabilidade muito baixa que contém no seu interior, a uma certa profundidade, uma descontinuidade de permeabilidade muito elevada, $K_{desc.} \gg K_{maciço}$. Esta descontinuidade pode ainda aflorar ou não, ou melhor, ter ou não alguma forma de intercomunicação com o rio ou com o reservatório. A descontinuidade foi tratada por meio de três linhas de injeção e, a jusante desta, foi aberta uma linha de drenos profundos que interceptam a descontinuidade. A barragem foi dotada de piezômetros, um a montante da cortina e outro a jusante da drenagem. Para cada uma das situações acima, ou seja, a descontinuidade pode ou não aflorar no reservatório, e supondo-se diferentes graus de eficiência da cortina de vedação, pode-se obter variadas formas de diagramas de subpressão (FIGURA 73), ressaltando-se que estes encontram semelhança em várias barragens em operação sobre fundações basálticas no sul do Brasil.



DIAGRAMAS DE SUBPRESSÕES

CASO A – Descontinuidade "A" não aflora no reservatório

- ① – sem injeção ou com injeção, sem drenagem
- ② – injeção ineficiente, drenagem eficiente
- ③ – injeção com eficiência de 66 %, drenagem eficiente
- ④ – injeção 100 % eficiente

CASO B – Descontinuidade "A" aflora no reservatório

- ⑤ – sem injeção ou com injeção, sem drenagem
- ⑥ – injeção ineficiente, drenagem eficiente
- ⑦ – injeção com eficiência de 66 %, drenagem eficiente
- ⑧ – injeção 100 % eficiente, drenagem eficiente

FIGURA 73 – Análise conceitual da eficiência da cortina

CASO A - A descontinuidade não aflora no reservatório:

Diagrama 1 - descontinuidade injetada ou não, sem drenagem: neste caso as pressões são transmitidas, independentemente da presença ou não das injeções. Os gradientes são muito baixos e quase não há fluxo pela descontinuidade. Diagramas semelhantes a este são verificados nos muros de Ibitinga (injetados, mas não drenados) e Taquaruçu (nem injetados e nem drenados);

Diagrama 2 - analisa o caso de injeções ineficientes, com drenagem eficiente: aqui os gradientes ainda são bastante baixos devido ao raio de influência da drenagem que deve ser da ordem de 1000 m ou pouco superior. As injeções não promovem qualquer alteração nos gradientes. As vazões afluentes ao sistema de drenagem podem ser altas. Este é o caso das subpressões no contato da cota 292 de Capivara (FIGURA 74 - Seção II) e do Bloco 77/87 de Taquaruçu (FIGURA 68).

Diagrama 3 - é o caso de injeções parcialmente eficientes (eficiência da ordem de 65%) e drenagem também eficiente: as cargas a montante da cortina tendem a retornar aos níveis piezométricos originais, aumentando consideravelmente os gradientes através da cortina (de 10 a 20 vezes). O efeito da drenagem se faz sentir a montante desta, porém induzindo baixas vazões.

Diagrama 4 - analisa cortinas 100% eficientes com drenagem eficiente: aqui os níveis a montante da cortina se equivalem aos níveis piezométricos originais do aquífero, e os gradientes pela cortina são os máximos possíveis e resultariam em vazões praticamente nulas (FIGURAS 63 e 69).

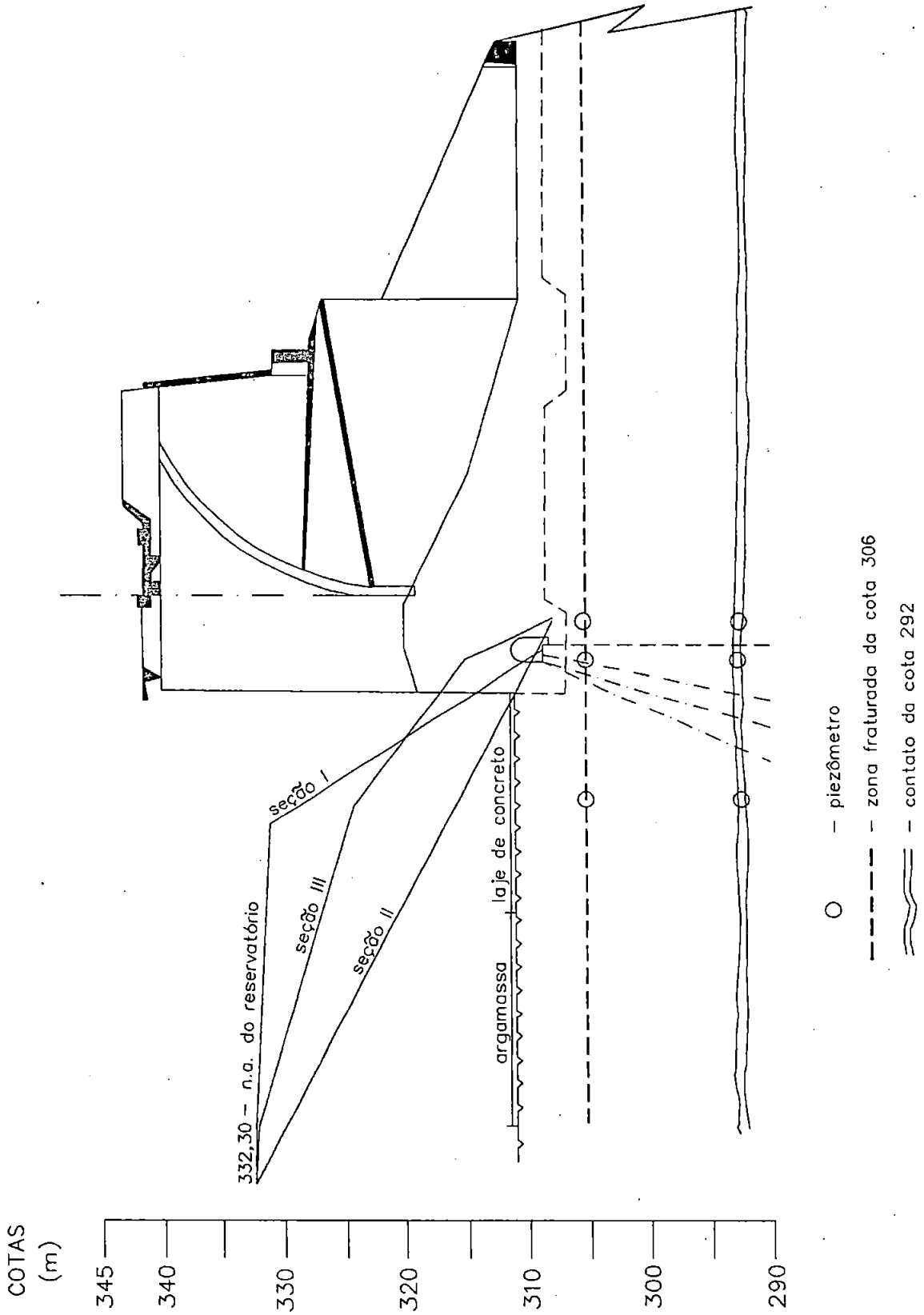


FIGURA 74 - Seções piezométricas - soleira do vertedor de Capivara (modificado de IPT, 1970)

CASO B - A descontinuidade aflora no reservatório:

Diagrama 5 - descontinuidade injetada ou não, sem drenagem, analogamente ao caso do diagrama 1, as pressões são transmitidas independentemente da presença ou não das injeções. O fluxo pela descontinuidade é muito pequeno, resultando em gradientes muito baixos.

Diagrama 6 - injeção ineficiente, drenagem eficiente - analogamente ao caso do diagrama 2, não se observam perdas de carga através da cortina. Os gradientes resultantes são função da altura da barragem e da distância entre a barragem e o afloramento da descontinuidade no lago. Para barragens cujo lago ascende 30,0 m acima do leito do rio, para um afloramento da descontinuidade a 100 m de distância, os gradientes seriam da ordem de 0,3 . Neste caso, devem-se esperar vazões excessivas pelo sistema de drenagem.

Diagrama 7 - Injeção parcialmente eficiente e drenagem eficiente: os gradientes são elevados na região da cortina, porém os níveis piezométricos a montante desta não atingem o nível do reservatório devido à atuação da drenagem. Vazões pelo sistema de drenagem relativamente baixas. E o caso das subpressões na seção piezométrica da soleira do vertedor de Capivara (FIGURA 74 - Seção III) e dos diagramas apresentados por GRAEFF e outros (op.cit.), para Nova Avanhandava.

Diagrama 8 - injeção 100% eficiente, drenagem eficiente - neste caso, as pressões pela descontinuidade se transmitem até o piezômetro a montante da cortina que acusa níveis piezométricos praticamente iguais aos do reservatório, resultando em gradientes máximos pela cortina. As vazões, por seu lado, são praticamente

nulas. É o caso da seção piezométrica da soleira do vertedor de Capivara (FIGURA 74 - Seção I)..

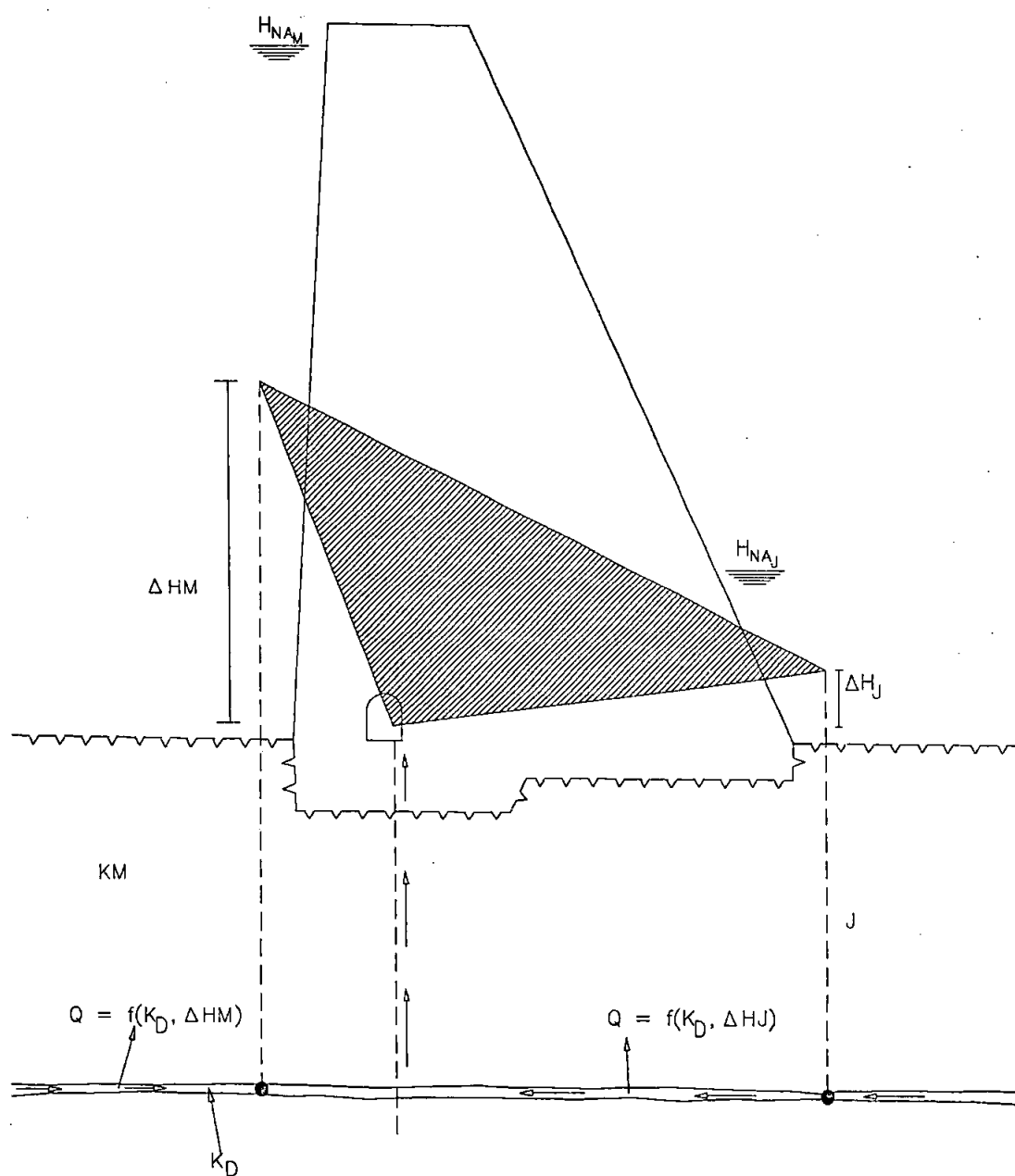
Pode-se observar, pelos diagramas de subpressões nas estruturas de concretos de Taquaruçu que, para cada seção piezométrica analisada, a eficiência da cortina se dá de forma diferente, com a drenagem atuando mais ou menos intensamente sobre esta, indicando diferentes eficiências de cada linha de injeção. Assim, nos diagramas das FIGURAS 63 e 69, a eficiência da cortina é maior na linha interna onde há as maiores perdas de carga. Nos diagramas das FIGURAS 64 e 67, as perdas de cargas são uniformes ao longo da cortina, indicando maior homogeneidade no tratamento. Nas FIGURAS 65 e 66 os diagramas mostram atuação intensa da drenagem até o piezômetro interno à cortina e as perdas de carga se dão praticamente somente através da linha externa de injeção. No diagrama da FIGURA 68, a cortina parece não exercer nenhum controle nas subpressões. A elevação de subpressões internamente à cortina indica que variações locais podem ocorrer.

A análise teórica do problema da eficiência das injeções deve, necessariamente, passar pela análise das formas dos diagramas de subpressão e a análise comparativa destes quando se tem somente a injeção, somente a drenagem, ou quando se têm os dois tratamentos atuando em conjunto. Esta forma de análise pode ser estendida às estruturas com uma, duas até três galerias de injeção e drenagem, comparando se os diagramas às subpressões teóricas e demais conceitos normalmente admitidos em projetos.

Incluindo-se, na FIGURA 73, um piezômetro a jusante da estrutura e posteriormente acrescentando-se uma galeria de drenagem

a jusante desta, a análise dos efeitos da drenagem separadamente dos efeitos da injeção e depois a análise dos efeitos conjuntos, ter-se-iam os diagramas apresentados nas FIGURAS 75 a 81.

A TABELA 22 compara, para cada um dos casos analisados, as reduções das subpressões e vazões. Constata-se que, efetivamente, a drenagem é responsável pela redução das subpressões e as injeções têm efeito apreciável somente nas vazões. Este fato não significa que as injeções sejam ineficientes. Como já demonstrado anteriormente (diagramas da FIGURA 73), nas descontinuidades basálticas, para que os efeitos das injeções sejam perceptíveis, é necessária a presença de uma drenagem também eficiente. Quando porém os dois tratamentos estão muito próximos (casos da maioria das obras brasileiras) os efeitos se confundem e, a rigor, as cortinas de vedação chegam, algumas vezes, a ser responsáveis por aumento das subpressões. Poder-se-ia então procurar isolar os efeitos da cortina de vedação, deslocando-se a cortina mais para montante, fora das estruturas de concreto. Assim, os diagramas de subpressão seriam mais abatidos sob as estruturas, com benefícios inegáveis, além da redução das vazões. Nas posições usuais os efeitos da cortina só se fazem sentir na redução das vazões. Neste caso, um acompanhamento adequado das injeções deve permitir a sua interrupção, assim que as vazões tenham sido reduzidas a valores aceitáveis para o projeto.



Caso 1A

Tratamento - só drenagem

$K_M \ll K_D$

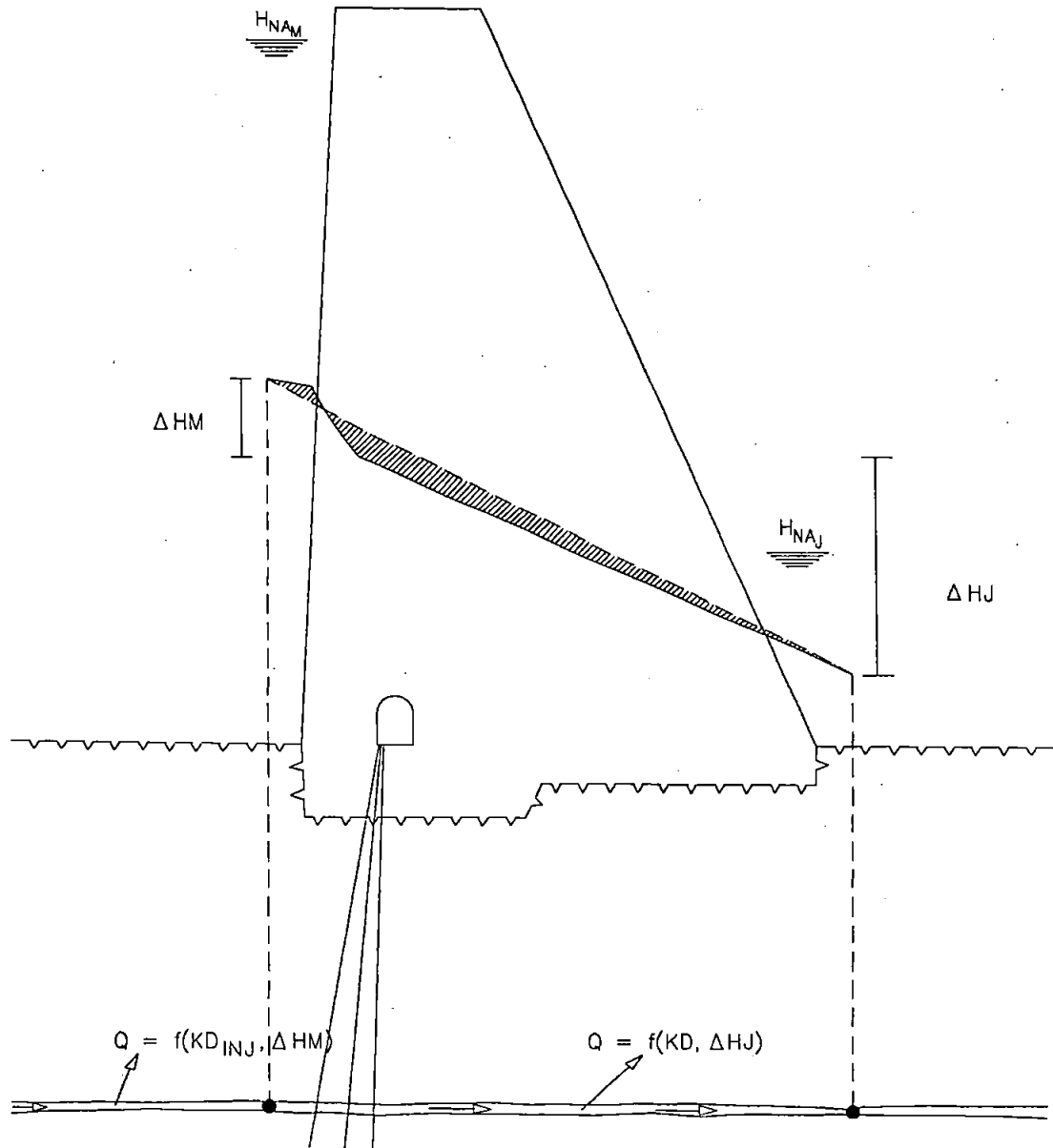


- redução de subpressão devido ao tratamento



- piezômetro

FIGURA 75 - Análise teórica da eficiência da cortina - Caso 1A



Caso 2A

Tratamento - só injeção

$KM \ll KD$

$KD_{INJ} = 0,1 KD$

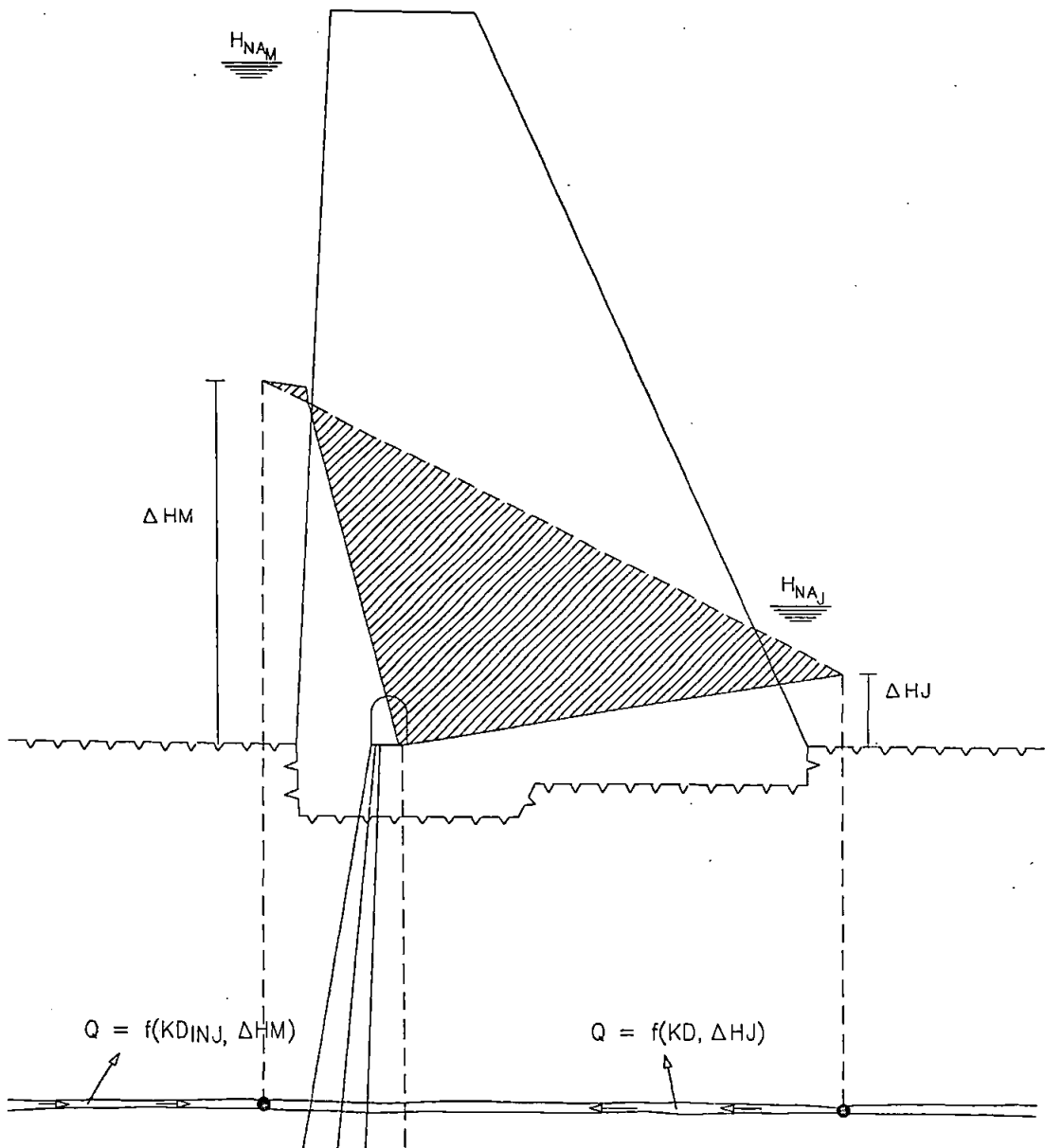


- redução de subpressão devido ao tratamento



- piezômetro

FIGURA 76 - Análise teórica da eficiência da cortina - Caso 2A



Caso 3A

Tratamento - injeção e drenagem

$KM \ll KD$

$KD_{INJ} = 0,1 KD$

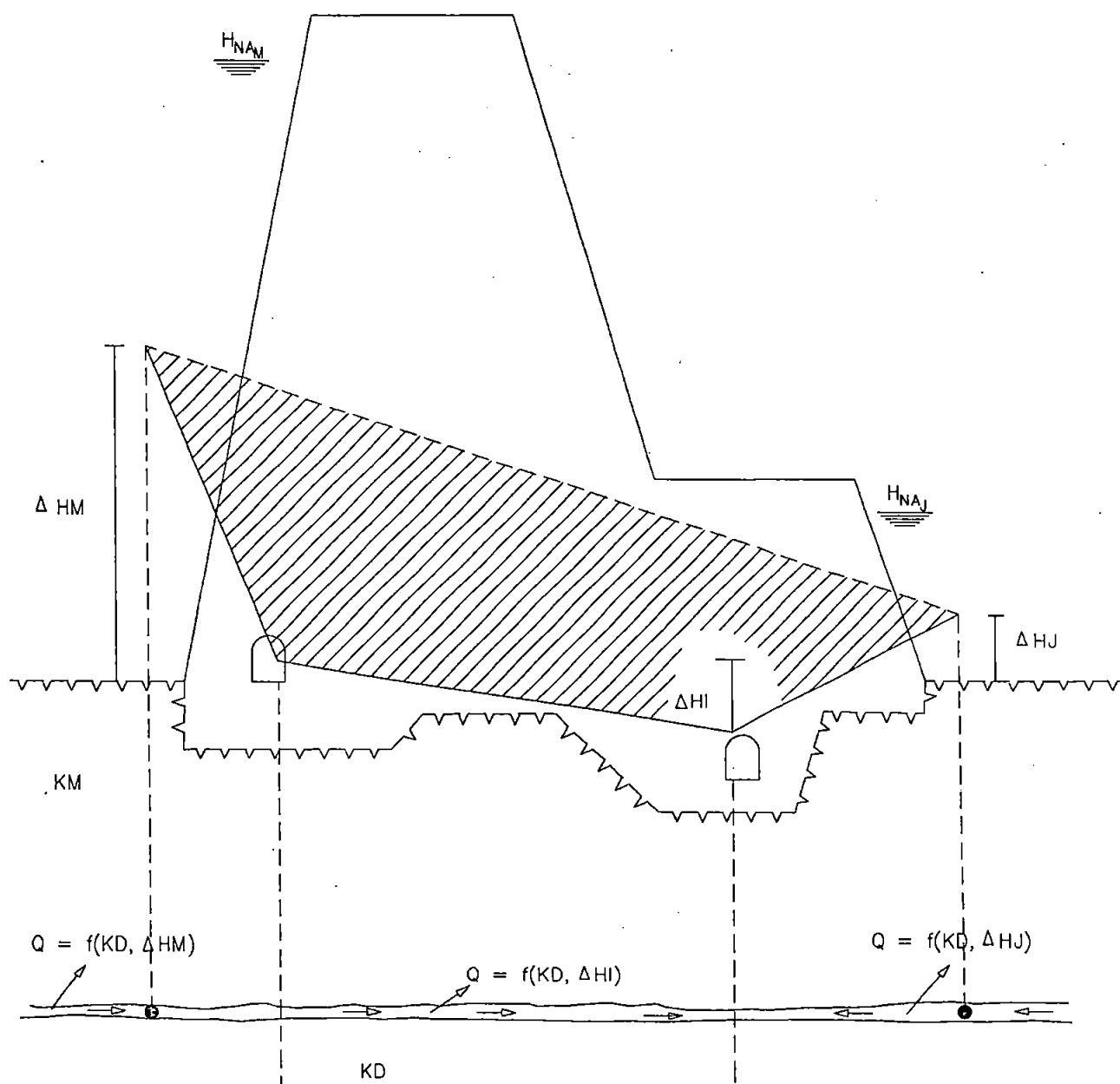


- redução de subpressão devido ao tratamento



- piezômetro

FIGURA 77 - Análise teórica da eficiência da cortina - Caso 3A



Caso 1B
 Tratamento - drenagem
 $KM \ll KD$


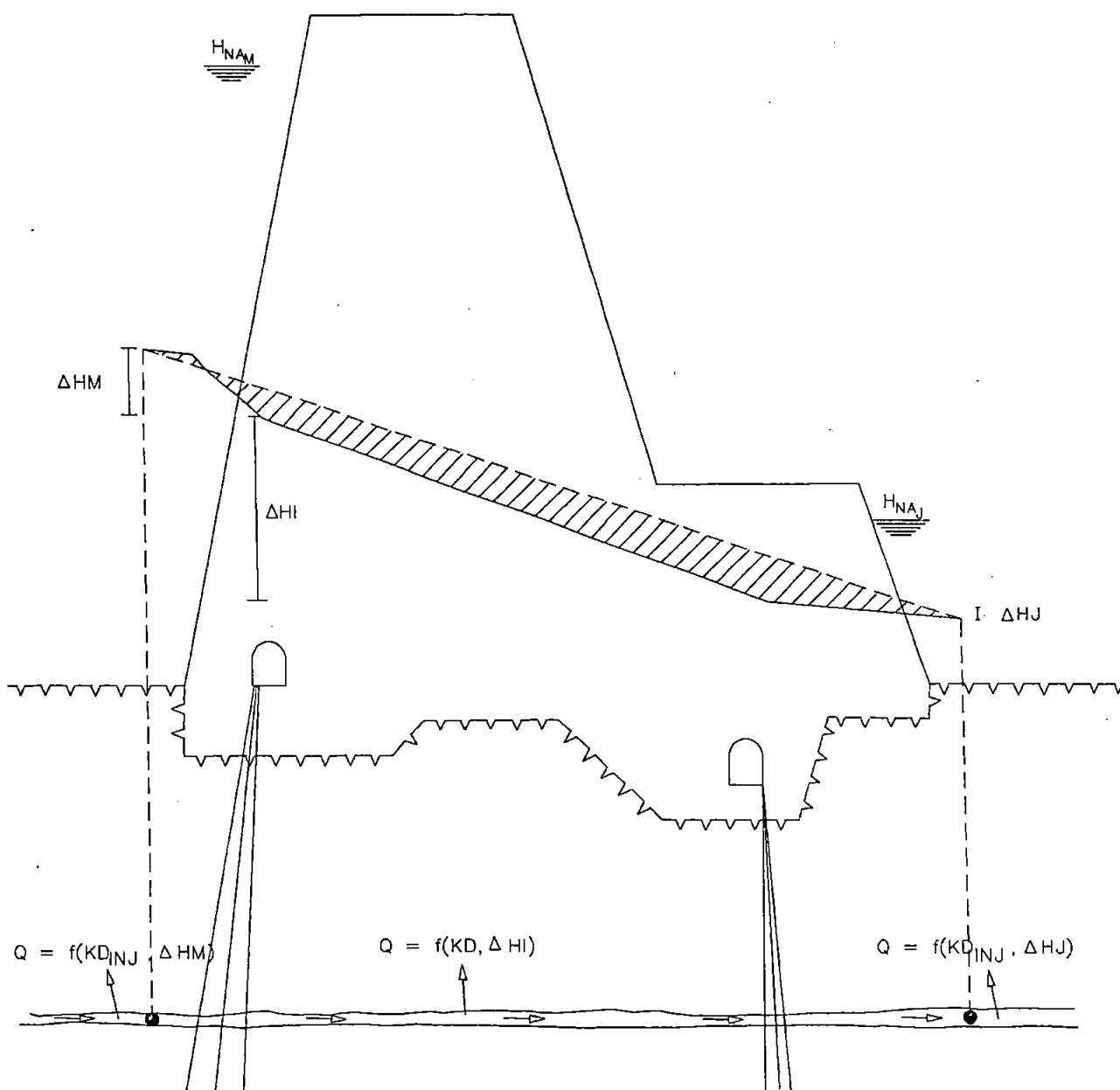
- - subpressão teórica
-  - redução de subpressão devido ao tratamento
- - piezômetro

FIGURA 78 - Análise teórica da eficiência da cortina - Caso 1B



Caso 2B

Tratamento - injeção

$KM \ll KD$

$KD_{INJ} = 0,1 KD$

----- - subpressão teórica

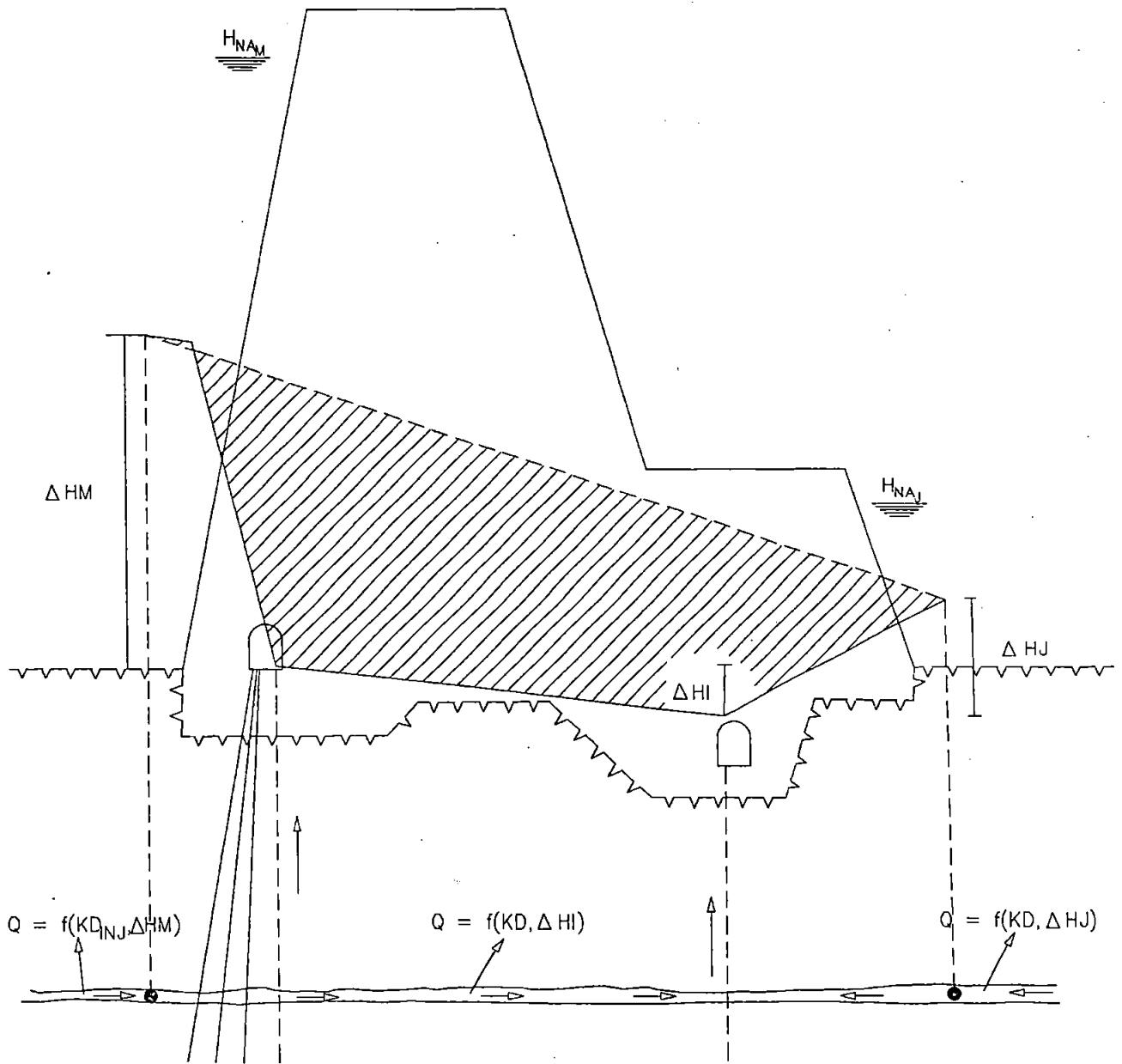


- redução de subpressão devido ao tratamento



- piezômetro

FIGURA 79 - Análise teórica da eficiência da cortina - Caso 2B



Caso 3B

Tratamento - injeção a montante e drenagem a montante e jusante

$KM \ll KD$

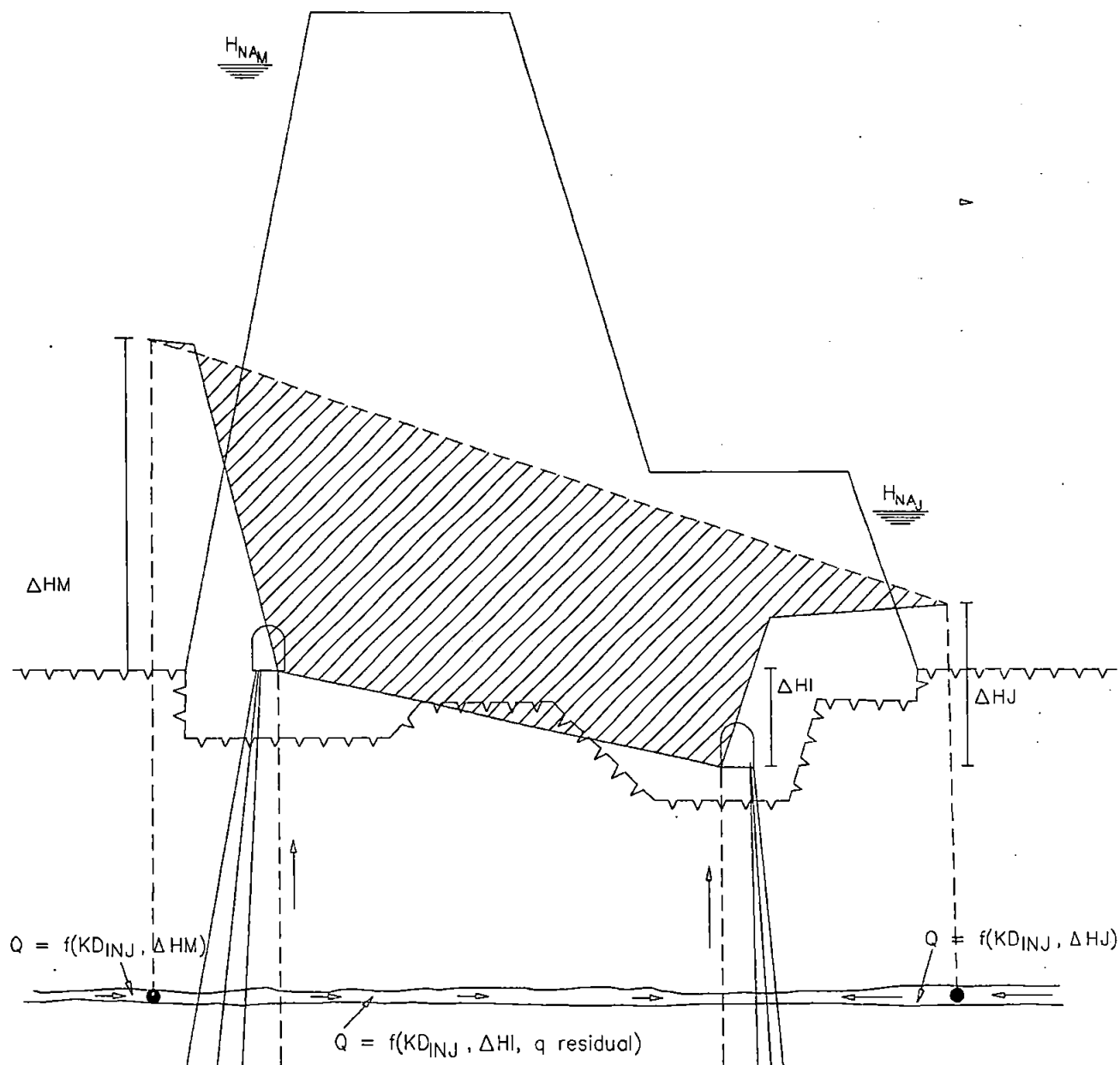
$KD_{INJ} = 0,1 KD$

----- - subpressão teórica

 - redução de subpressão devido ao tratamento

● - piezômetro

FIGURA 80 - Análise teórica da eficiência da cortina - Caso 3B



Caso 4B

Tratamento - injeção e drenagem a montante e jusante

$KM \ll KD$

$KD_{INJ} = 0,1 KD$

----- - subpressão teórica



- redução de subpressão devido ao tratamento



- piezômetro

FIGURA 81 - Análise teórica da eficiência da cortina - Caso 4B

TABELA 22 - Redução teórica das subpressões e vazões devido à diferentes combinações dos tratamentos (injeção e drenagem).

CASOS ANALISADOS	REDUÇÃO DE SUBPRESSÃO (%)	Q _{MONTANTE} (l/min/dreno)	Q _{JUSANTE} (l/min/dreno)	DRENAGEM PARA JUSANTE (l/min/3,0m)
1A (só drenagem)	25	5,7	-	-
2A (só injeção)	2,5	-	-	0,15 (2,6%)
3A (injeção e drenagem)	23,7	1,4 (24,6%)	-	-
1B (só drenagem)	33,8	4,7	2,9	-
2B (só injeção)	5,3	-	-	0,37 (7,9%)
3B (injeção só a montante)	33,4	0,5 (10,6%)	2,6 (89,6%)	-
4B (injeção e drenagem à montante e jusante)	34,3	0,5 (10,6%)	0,40 (13,8%)	-

5 CONCLUSÕES

- Os maciços basálticos, apesar de bastante conhecidos e de larga ocorrência no sul do Brasil, onde inúmeras obras de engenharia foram implantadas, frequentemente apresentam "surpresas" quanto ao seu comportamento. Estas "surpresas" têm-se traduzido, em inúmeras obras, em gastos adicionais pois, em geral, somente são descobertas durante a construção. Não seriam, estas "surpresas", previsíveis? Até hoje os locais para implantação de obras têm sido investigados apenas por meio de sondagens rotativas e ensaios de perda d'água sob pressão, embora dispondo-se de técnicas para um adequado conhecimento dos maciços. A tendência mundial, devido ao alto custo das sondagens, é o do aproveitamento máximo, não só dos testemunhos como da própria operação de perfuração, mas sobretudo dos furos de sondagem a partir dos quais inúmeros ensaios podem ser feitos (ensaios geofísicos, hidráulicos, mecânicos, etc.).

- Neste contexto, ressalta-se a importância das observações, medidas e ensaios hidrogeológicos diversos, nas várias fases da obra. Iniciando-se pela caracterização hidrogeotécnica completa do maciço "in natura", acompanham-se as variações impostas pelas solicitações nas diferentes fases da obra e conclui-se com o enchimento e início da operação da barragem. Destacam-se os ensaios hidrogeotécnicos globais como uma das mais importantes ferramentas de análise.

- A avaliação e análise dos tratamentos (injeção e drenagem) só são possíveis de serem feitas desde que se conheça todas as alterações que foram impostas ao fluxo d'água nas fundações. Isto só é possível a partir do conhecimento adquirido com um adequado acompanhamento, em todas as fases da obra, das vazões e cargas piezométricas dos aquíferos contidos nas descontinuidades.

- As injeções, ao colmatarem os principais caminhos de fluxo (e a maioria deles), reduzem drasticamente as vazões, promovendo ampla redistribuição do fluxo. Como consequência, há elevação das cargas piezométricas externamente às estruturas e sensível diminuição do fluxo pelas fundações.

- O acompanhamento dos trabalhos de injeção permite uma adequação destes às características das descontinuidades tratadas, possibilitando redução do número de furos a injetar. O principal efeito das injeções é uma redução sensível da transmissividade dos aquíferos. A redução da condutividade hidráulica das descontinuidades basálticas obtida com as injeções é da ordem de, no máximo, 20 vezes.

- O objetivo dos tratamentos pode ser encarado sob dois enfoques: por imposição de projeto, há a necessidade que a cortina reduza as subpressões. Neste caso, tal objetivo só pode ser alcançado deslocando-se a cortina para montante, externamente às estruturas; se à cortina for atribuída somente a função de reduzir as vazões, novos procedimentos deverão ser adotados no sentido da diminuição do número de furos de injeção. O controle das vazões pode ser conseguido com um número significativamente menor de furos de injeção implicando grande economia neste tipo de tratamento.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, F.F.M. de. 1983. Aspectos gerais de geologia da Bacia do Alto Paraná. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983. São Paulo. Anais... São Paulo: ABGE, ABMS, CBMR. v.1-A, p.16.
- ALUES F^o, A., SILVEIRA, J.F.A., GAIOTO, N., PINCA, R.L. 1980. Controle de subpressões e vazões na ombreira esquerda da Barragem de Água Vermelha - Análise tridimensional pelo método de elementos finitos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 13, 1980, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: CBGE. v.2, p.49-73, il
- ARAÚJO, J.S. 1982. Estruturas circulares de Água Vermelha, (Dissertação de Mestrado. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo).
- AZEVEDO, A.A., SOARES, L., OLIVEIRA, A.M.S. 1978. Estudos das percolações em basalto para o projeto de barragens de gravidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, 1978, São Paulo. Anais... São Paulo: ABGE. v.1, p.65-76.
- AZEVEDO, A.A., SOARES, L., OLIVEIRA, A.M.S. 1978. Injeções de vedação em fundações basálticas de barragens de gravidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, 1978, São Paulo. Anais..., São Paulo: ABGE. v.1, p.17-33.

- AZEVEDO. A.A., CORRÊA F^o, D., QUADROS, E.F., CRUZ, P.T. da. 1987. Determinação das cargas e vazões limites para fluxo laminar no estudo da condutividade hidráulica do contato A/B da Barragem de Taquaruçu. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. Anais... São Paulo: ABGE. v.1, tema 2, p.349-358.
- BAGOLINI, B. 1971. Osservazione geologiche e geomorfologiche sugli espandimenti basaltici del bacino dell'Alto Paraná nel Brasile meridionale. Estratto da Memorie del Museo Tridentino di Scienze Naturali. Trento, 1971. Ano 35-36, 1972-73, v.19, n.1.
- BARBI, A. 1983. Comportamento de fundações de barragens de concreto. Fatores condicionantes e desempenho dos tratamentos. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. Anais... São Paulo. v.13, tema 4, p.209-232.
- BARBI, A.L., GOMBOSSY, Z.M., SIQUEIRA, G.M. 1981. Controle de qualidade de calda de cimento por injeção. utilização de traço variável. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14, 1981, Recife. Anais... Recife: CBGB. v.1, tema 2, p.207-224.
- BJORNBERG, A.J.S., MEISMITH. C.J. 1975. Problemas geológicos de fundação de barragens sobre basaltos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1975, Curitiba. Anais... Curitiba: CBGB. tema 1.
- BORDEAUX e outros. 1975. Instrumentação e análise das subpressões na Barragem de Porto Colômbia. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 10, 1975, Curitiba. Anais... Curitiba: CBGB. v.2, p.387-402.

- BRITO, S.N.A. 1971. Feições geológicas no basalto da Barragem de Volta Grande. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 7, 1971, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: CBGB. v.1, p.44-61.
- BUSSEY, W.H. 1963. Some rock grouting experiences. In: SYMPOSIUM ON GROUTS AND DRILLING MUDS IN ENGINEERING PRACTICE, 1963, London. Proceedings... London: Institution of Civil Engineers, ISSMFE. v.1, tema 2, p.65-69.
- CAMARGO, F.P. de. 1969. Geologia Aplicada à Barragem de Ilha Solteira. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1, São Paulo. Anais... São Paulo: APGA. v.3, tema 3.
- CASAGRANDE, A. 1961. Controle da percolação através da rocha. Revista Água e Energia Elétrica, São Paulo.
- CRACIU F., MOISESCU, S., GHIKA, M. 1970. Conditions géologiques et microtectoniques du site de barrage de Poiana Uzuli. Influence sur la perméabilité et sur la capacité d'injection des roches. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1, 1970, Paris. Anais... Paris: IAEG. v.2, tema 8, p.1102-1112.
- CRUZ, P.T. da, BARBOSA, J.A. 1981. Critérios de cálculo para subpressões e análise de estabilidade ao escorregamento em barragens de concreto-gravidade. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14, 1981, Recife. Anais... Recife: CBGB. v.1, tema 2, p.331-354.

- CRUZ, P.T. da, QUADROS, E.F., CORRÊA F^o, D. 1983. Análise de perda d'água e fluxo em fraturas de basalto. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983. São Paulo. Anais..., São Paulo: ABGE, ABMS, CBMR. v.IIB, tema IIB, p.113-126.
- CRUZ, P.T., QUADROS, E.F., CORRÊA F^o, D. 1982. Evaluation of opening and hydraulic conductivity of rock discontinuities.
- CRUZ. P.T. da, FERNANDEZ, R. da S. 1978. Uplift pressures at the base and in the rock basaltic foundation of gravity concrete dams. In: International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations, 1978. Proceedings...Rio de Janeiro: ISRM, ABMS. v.1, tema 3, p.01-25.
- GOMBOSSY, Z.M., BARBA, A.L., SILVEIRA, G.N. 1981. Injeções de cimento na fundação da Barragem Principal de Itaipu. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14, 1981, Recife. Anais... Recife: CBGB. v.1, tema 2, p.225-245, il.
- GLOSSOP, R. 1960. The invention and development of injection processes. Geotechnique. v.10 n.3, p.91-100, Sep/Dec, 1960/1961.
- GOSAIN, J.N., KUNZ, J.R. 1982. Electric lake dam grouting. In: CONFERENCE ON GROUTING IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1982, New Orleans. Proceedings... New Orleans: ASCE,AIME, v.1, tema 3, p.202-216.
- GRAEFF, L.O.et al. 1984. Verificação da eficiência do tratamento das fundações das estruturas de concreto do Aproveitamento Múltiplo de Nova Avanhandava. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4, 1984, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: ABGE. v.3, tema 3, p.43-64.

- GUIDICINI, G. 1970. Derrames secundários em basaltos. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo., v.19. n. 1, p.91-93.
- GUIDICINI, G., ANDRADE, R.M. 1983. Considerações sobre o tratamento das fundações de estruturas hidráulicas em basaltos. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983. Paulo. Anais... São Paulo; ABGE, ABMS, CBMR. V.1-A. p.314-350.
- GUIDICINI, G., BARROS, F.P. de. 1981. Um processo natural de alívio de tensões e o projeto de drenagem das fundações da Barragem de Itaipu. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. 14, 1981, Recife. Anais... Recife: CBGB. v.1, tema 2, p.519-540.
- GUIDICINI, G., CAMPOS, J.O. 1968. Notas sobre a morfogênese dos derrames basálticos. Boletim Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, v.17, n. 1, p.15-28.
- GUIDICINI, G., CRUZ, P.T. da, ANDRADE, R.M. de. 1981. Controle de subpressões no maciço de fundação da Hidroelétrica de Itaúba. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14, Recife. Anais... Recife: CBGB., v.1, tema 2, p.291-311.
- GUIDICINI, G., SIGNER, S., CRUZ, P.T. da. 1981. Uma forma de análise da eficiência de cortinas de injeção: o caso da Barragem de Itauba. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, 1981, Itapema. Anais... Itapema: ABGE. v.2, tema 3, p.225-242.
- GUIDICINI, G., USSAMI, A. 1969. Controle das subpressões nas fundações da Barragem de Jupiá, Rio Paraná. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1, 1969, São Paulo. Anais... São Paulo: APGA. v.1, tema 3.

- HABERLEHNER, H. 1983. Aspectos geológicos e geotécnicos das fundações das barragens em Jurumirim, Xavantes e Salto Grande, no vale do Rio Paranapanema. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ. 1983, São Paulo. Anais... São Paulo. v.2B, tema 2B, p.143-158.
- HIDROSERVICE. 1989. Análise dos resultados de instrumentação primária das estruturas de concreto até outubro de 1988. São Paulo. (Relatório REP-210/88R1 (5.750)).
- HSU, S.J.C., RÉ, G., ONO, S. - 1970 - Alguns aspectos sobre o tratamento de fundações de barragens em obras hidroelétricas. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 2, São Paulo. Anais... São Paulo: APGA. v.2, tema 2, p.409-416.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1986. Ensaio hidrogeotécnico das fundações das estruturas de concreto da Barragem de Taquaruçu. São Paulo. (IPT. Relatório Informativo, nº 07/86).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1973. Síntese das características hidrogeotécnicas das fundações das estruturas de concreto da Barragem de Promissão-Rio Tietê, SP. São Paulo. (IPT. Relatório, 6 937).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1977. Injeções em Basalto - Capivara. São Paulo (IPT Relatório 10 061).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1977. Ensaio de fechamento da drenagem para verificação da eficiência da cortina de injeções da soleira do vertedouro: Usina de Capivara-SP. São Paulo. (IPT. Relatório, 10 174).

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1979.
Injeções em Basalto. Relatório Final. São Paulo (IPT. Relatório, 12 513).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1979.
Características do Poço PA-1. Canteiro da Usina Taquaruçu. (IPT. Relatório, TA-G-03/79).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1979.
Características do Poço PA-2. Canteiro da Usina Taquaruçu. (IPT. Relatório, TA-G-04/79).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1980.
Características do Poço PA-3. Canteiro da Usina Taquaruçu. (IPT. Relatório, TA-G-02/80).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1980.
Características do Poço PA-9. Canteiro da Usina Taquaruçu. (IPT. Relatório, TA-G-03/80).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1981.
Estudo das características hidrogeotécnicas das fundações da Barragem de Nova Avanhandava: definição do modelo hidrogeológico regional, São Paulo (IPT. Relatório 15 002).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1981.
Síntese do conhecimento atual das características hidrogeotécnicas da área de implantação da Barragem Taquaruçu, SP. São Paulo. (IPT. Relatório, 14 720).

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1982. Estudo das características hidrogeotécnicas das fundações da Barragem de Nova Avanhandava: definição do modelo hidrogeotécnico do maciço sem solicitação; modelo nº 1. São Paulo. IPT. Relatório, 16 240).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1987. Reforço da cortina de injeções e vazão afluyente nas galerias de drenagem das estruturas de concreto. São Paulo (IPT. Relatório TAQ/GEO/01-87).
- JEFFERIES, M.G., DAVIS, J.B. 1982. Remedial grouting at Hilton Falls Dam, Canada. In: CONFERENCE ON GROUTING IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1982, New Orleans. Proceedings... New Orleans: ASCE,AIME, v.1, tema 3, p.187-201.
- LEINZ, V. 1949. Contribuição à Geologia de Derrames Basálticos do Sul do Brasil. São Paulo: (Boletim 103, Geologia 5) 58p.
- LONDE, P. 1973. Water seepage in rock slops. Quarterly Journal of Engineering Geology, v.6, n.1,p.75-92.
- LUGEON, M. 1933. Barrages et Geologie. Paris: Dunod
- MACHADO, T. de S., MYEGRE, J.C. de, C. POCIOTTI, P.C. 1984. Injeção de cimento na fundação da Barragem de Emborcação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4, 1984, Belo Horizonte. Anais...Belo Horizonte: ABGE. v.3, tema 3, p.65-84.
- MARQUES, J.P., ARAÚJO, J.S., OLIVEIRA, C.A., MARANESI, D.A. 1987. Considerações genéticas sobre o basalto pouco denso de Porto Primavera. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987. São Paulo. Anais... São Paulo: ABGE. v.1, tema 2, p.379-390.

- MARRANO, A. et al. 1984. Cortinas de injeção e drenagem na fundação das estruturas de concreto de Aproveitamento Múltiplo de Nova Avanhandava. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4, 1984, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: ABGE. v.3., tema 3, p.87-112.
- MOLLER, W.A., CABRERA, J.G. 1976. Características de fundações sobre rochas basálticas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, 1976, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABGE. v.2, tema 3, p.199-216.
- MONTEIRO, H.J.A., GOULART, M.C. 1976. Usina de Promissão no Rio Tietê, São Paulo: tratamento das fundações das estruturas de concreto. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11, 1976, Fortaleza. Anais... Fortaleza: CBGB. v.2, p.1173-1201,il.
- NICHOLS, R.L. 1936. Flow Units in Basalt. Journal of Geology, v.44, p.617-630.
- NUNES, A.J.C. 1963. Subpressões em barragens. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2, 1968, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro: CBGB. 22p.
- OLIVEIRA, A.M.S. 1981. Estudo da percolação d'água em maciços rochosos para o projeto de grandes barragens. São Paulo. 197p. (Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências).
- OLIVEIRA, A.M.S., CORRÊA Fº, D. 1976. Comportamento hidrogeotécnico da Barragem de Promissão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11, 1976, Fortaleza. Anais... Fortaleza: CBGB. v.2, p.753-772.

- OLIVEIRA, A.M.S., SILVA, R.F., GUIDICINI, G. 1976. Comportamento hidrogeotécnico dos basaltos em fundações de barragens. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, 1976, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABGE. v.2, p.413-430.
- PERROT, W.E., LANCASTER-JONES, P.F.F. 1963. Case records of cement grouting. In: SYMPOSIUM ON GROUTS AND DRILLING MUDS IN ENGINEERING PRACTICE, 1963, London. Proceedings... London: Institution of Civil Engineers. ISSMFE. v.1, tema 3, p.20-84.
- PICHLER, E. 1952. Diques de arenito em Salto Grande, Rio Paranapanema. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, v.1, p.15-22.
- QUADROS, E.F. 1982. Determinação das características do fluxo de água em fraturas de rochas. São Paulo. (Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo).
- QUADROS, E.F. 1983. Estudo dos parâmetros geométricos e hidráulicos de maciços rochosos fraturados. São Paulo. (Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade São Paulo).
- RABAGO, A. 1982. Chicoasen Project Grouting and Drainage System. In: CONFERENCE ON GROUTING IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1982, New Orleans. Proceedings... New Orleans: ASCE, AIME, v.1, tema 3, p.246-263.
- RÉ, G. 1976. O tratamento das fundações da Usina de Ilha Solteira e a análise do seu comportamento no controle das subpressões. São Paulo: Themag Engenharia. 38p.

- RUIZ, M.D. 1963. Geologia Aplicada à Barragem de Jupia (Sistema Urubupungá). São Paulo: IPT/CELUSA. (IPT, Publicação, 699).
- RUIZ, M.D. 1969. Problemas relacionados com a geologia da Barragem de Barra Bonita (Rio Tietê). São Paulo: IPT:CESP. (IPT. Publicação, 866).
- SABARLY, F. 1968. Injeções e drenagem em fundações de barragens em rochas pouco permeável. (ABGE. Tradução, 2).
- SAMPAIO, A.J.M. 1976. Análise dos tratamentos e das percolações na fundação da soleira do vertedor da Barragem de Capivara, rio Paranapanema. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11, 1976, Fortaleza. Anais... Fortaleza: CBGB. v.2, p.773-795.
- SANCHES, W., GUIDICINI, G., SILVA, R.F. 1975. Condições de percolação d'água na ombreira esquerda da Barragem de Ilha Solteira, Rio Paraná, utilizando técnicas radioisotópicas. São Paulo. (IEA. Publicação, 389).
- SANTOS, P.S., RUIZ, M.D. 1963. Caracterização mineralógica de algumas argilas que ocorrem em formação basáltica da barragem de Barra Bonita, rio Tietê, Estado de São Paulo. São Paulo (IPT. Publicação, 727).
- SILVA, R.F. da. 1976. Comunicação, mesa redonda sobre hidrogeologia em obras civis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Rio de Janeiro, 1976. Anais... Rio de Janeiro, ABGE. v.3, p.302.

- SILVEIRA, J.F.A., MARTINS, C.R.S., CARDIA, R.J.R. 1981. Desempenho dos dispositivos de impermeabilização e drenagem da fundação da barragem de terra de Água Vermelha. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14, 1981, Recife. Anais... Recife: CBGB. v.1, tema 2, p.433-455.
- SIMONDS, A.W. 1953. Final foundation treatment at Hoover Dam. Journal of Soil Mechanis and Foundation Division, ASCE, n. 2537, p.78-112.
- SPRY, A. 1962. The origin of columnar jointing, particularly in basalt flows. Geological Society of Australia Journal. v.8, n. 2. p.191-221.
- TER MINASSIAN, W., SABARLY, F., LONDE, P. 1967. Comment proteger les barrages voutes contre la pression de l'eau dans les appuis. In: CONGRESS INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES, 9, Istambul, 1967. Compte Rendu... Istambul, CIGB, Q.32, R.12, p.185-199.
- TODD, D.K. 1959. Hidrologia de águas subterrâneas. São Paulo: Edgard Blücher. 319 p. il.
- TRESSOLDI, M. 1987. Aspectos hidrogeológicos dos derrames basálticos das fundações das estruturas de concreto da Usina de Porto Primavera. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5, 1987, São Paulo. Anais... São Paulo: ABGE. v.1, tema 2, p.357-372.
- ZANGAR, C.N. 1953. Theory and problems of water percolation. Washington: United States Department of the Interior. Engineering monographs, n.8. 76 p.il. (Bureau of Reclamation).