UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

ESTUDO DA PERCOLAÇÃO D'ÁGUA EM MACIÇOS ROCHOSOS
PARA O PROJETO DE GRANDES BARRAGENS

ANTONIO MANOEL DOS SANTOS OLIVEIRA

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Instituto de Geociências da Universidade
de São Paulo.

SÃO PAULO
-1981-

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEDALUS - Acervo - IGC

30900005354

ESTUDO DE PERCOLAÇÃO D'ÁGUA EM MACIÇOS ROCHOSOS
PARA O PROJETO DE GRANDES BARRAGENS

ANTONIO MANOEL DOS SANTOS OLIVEIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA AO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS SOB ORIENTA
ÇÃO DO PROF. DR. JOSÉ E.S. FARJALLAT

SUMÁRIO

Pág.

INTRODUÇÃO	01
<u>1ª PARTE: CONCEITOS FUNDAMENTAIS E ESTADO DO CONHECIMENTO</u>	
I. - HIDROGEOLOGIA E HIDROGEOTECNIA	06
II. - A HIDROGEOTECNIA EM BARRAGENS	07
III. - PROPRIEDADES HIDRÁULICAS DOS MEIOS NATURAIS	10
III.1. - Meios com porosidade vacuolar	11
III.2. - Meios com porosidade intersticial	11
III.2.1. - Permeáveis	13
III.2.2. - Praticamente impermeáveis com baixa porosidade.	15
III.2.3. - Praticamente impermeáveis com alta porosidade..	15
III.3. - Meios com porosidade de fraturas	16
III.4. - Meios com porosidade de canais	16
IV. - HETEROGENEIDADE, ANISOTROPIA E FORMAS DE RELEVO	17
IV.1. - O papel da heterogeneidade	18
IV.2. - O papel da anisotropia	18
IV.3. - O papel da forma das encostas.....	20
V. - HIDRÁULICA DOS MEIOS FRATURADOS: PROPRIEDADES E COM PORTAMENTOS	20
V.1. - Parâmetros hidráulicos do meio fraturado	24
V.2. - A permeabilidade ou a condutividade hidráulica dos meio fraturados	24
V.3. - Influência das tensões na permeabilidade dos maci ços rochosos	26

V.3.1. - Características mecânicas dos maciços rochosos de interesse à Hidrogeotecnia	27
V.3.2. - Relação das tensões com a permeabilidade	30
V.3.3. - Ensaio de laboratório	36
V.3.4. - Ensaio "in situ"	41
VI. - AS SOLICITAÇÕES IMPOSTAS PELAS BARRAGENS	43
VI.1. - A percolação d'água e a estabilidade das barragens	49
VI.2. - Tensões induzidas nos maciços pelas barragens	50
VII. - LEVANTAMENTO HIDROGEOTÉCNICO DE CAMPO	56
VII.1. - Levantamento de dados de interesse à Hidrogeotecnia.....	61
VII.2. - Ensaio de permeabilidade	63
VII.3. - Piezometria	65
VIII. - ESTUDOS HIDROGEOTÉCNICOS	66
IX. - TRATAMENTO DAS FUNDAÇÕES	69
IX.1. - Conceitos fundamentais	70
IX.2. - Um breve apanhado histórico	77
X. - CONCLUSÕES	87

2ª PARTE: PROPOSTA DE METODOLOGIA

I. - INTRODUÇÃO	88
II. - BREVES REFLEXÕES SOBRE A EVOLUÇÃO DA GEOLOGIA APLICADA A BARRAGENS	88
III. - A METODOLOGIA PROPOSTA	93

3ª PARTE: APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

	Pág.
I. - INTRODUÇÃO	97
II. - OS BASALTOS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL	99
II.1. - Aspectos genéticos	99
II.2. - Constituição litológica dos derrames	101
II.3. - Estruturas principais	101
II.4. - Condições climáticas	107
II.5. - Aspectos geomorfológicos	110
II.6. - Características hidráulicas principais	111
II.6.1. - Tipos de porosidade	112
II.6.2. - Permeabilidade	112
II.6.3. - Circulação	116
II.6.4. - Qualidade da água	117
II.6.5. - Características mecânicas de interesse à Hidrogeotecnia..	118
III. - AS BARRAGENS DO TIPO GRAVIDADE	119
III.1. - Projeto	119
III.1.1. - Hipóteses de subpressão	119
III.1.2. - Os tratamentos	124
III.2. - Construção	127
III.3. - Enchimento do reservatório e operação	131
IV. - OS BASALTOS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL COMO FUNDAÇÃO DE BARRAGENS DO TIPO GRAVIDADE	132
IV.1. - Etapa de estudos para o projeto	132
IV.2. - Etapa de Construção	136
IV.2.1. - Tratamento das fundações	138
IV.2.1.1. - Injeções	138
IV.2.1.2. - Drenagem	142

IV.2.3. - Ensaio hidrogeotécnico global.....	143
IV.3. - Enchimento do reservatório e operação.....	147
IV.3.1. - O papel das descontinuidades.....	147
IV.3.2. - Condições impostas pela interligação das descon tinuidades através dos drenos profundos.....	152
IV.3.3. - Condições impostas pelos efeitos da drenagem su perficial.....	152
IV.3.4. - Condições impostas pela drenagem das casas de força.....	153
IV.3.5. - A eficiência dos tratamentos.....	154
IV.3.6. - Comparação com as hipóteses de subpressão.....	157
IV.3.7. - Comportamento hidrogeotécnico dos basaltos na zo na de tração.....	160
V. - CONCLUSÕES.....	163
V.1. - Os basaltos.....	164
V.2. - As barragens.....	166
V.3. - O sistema barragem x basalto.....	166
V.4. - Conclusões finais.....	168

4ª PARTE: TENDÊNCIAS NA EVOLUÇÃO DA HIDROGEOTECNIA DE BARRAGENS

I. - INTRODUÇÃO.....	169
II. - ORIENTAÇÕES PARA OS ESTUDOS HIDROGEOTÉCNICOS E A PRE VISÃO DAS SUBPRESSÕES E DAS VAZÕES.....	171
II.1. - Previsão do comportamento das fundações na zona de tração.....	174
II.2. - Modelos de análise.....	176

III. - ORIENTAÇÕES PARA OS TRATAMENTOS DAS FUNDAÇÕES.....	180
III.1. - Vedações.....	181
III.2. - Drenagem.....	181
RESUMO.....	183
AGRADECIMENTOS.....	184
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	185

TABELAS: páginas

1. - Efeitos da percolação d'água nos maciços de fundação de barragens (Modificado de SABARLY, 1970): 09
2. - Ordens de valor de propriedades hidráulicas de alguns meios naturais: 12
3. - As descontinuidades nas rochas e maciços rochosos (Modificado de LOUIS, 1974): 25
4. - Exemplos de estudos hidrogeotécnicos em modelos: 68
5. - Valores da permeabilidade obtidos em vários locais de barragens (Modificado de OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976): 115
6. - Características principais das barragens analisadas, segundo o Registro Geral do Comitê Brasileiro de Grandes Barragens - Barragens da Companhia Energética do Estado de São Paulo S.A.: 120
7. - Relações entre os tratamentos de montante e jusante e os respectivos níveis d'água (AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES): 126
8. - Orientações para os estudos hidrogeotécnicos. Exemplo para os casos de barragens de gravidade sobre basaltos da Formação Serra Geral (AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES, 1978): 172
9. - Técnicas usadas e respectivos objetivos nas diversas fases da barragem, segundo orientações da tabela anterior (Modificado de AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES, 1978): 173
10. - Orientações para o projeto, execução e controle das vedações (Modificado de AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES, 1978): 182
11. - Orientações para o projeto, execução e controle da drenagem: 182

FIGURAS: páginas

- 1 - Variação da porosidade (1), da porosidade eficaz (2) e da capacidade de retenção específica (3) com o diâmetro dos grãos (segundo Eckis, citado por CASTANY, 1963): 14
- 2 - O papel da anisotropia no comportamento do fluxo d'água: casos de um talude (DUFFAUT e LOUIS, 1972): 19
- 3 - Comparação entre os perfis de dois lençóis freáticos e suas respectivas equipotenciais, com uma mesma cota (L) a uma distância infinita do talude. Escoamento para um talude côncavo (a) ou retilíneo (b). (DUFFAUT e LOUIS, 1972): 21
- 4 - A questão da homogeneidade, isotropia e continuidade, resolvida na escala do problema considerado. (Modificado de LOUIS, 1974): 23
- 5 - Modelo mecânico que caracteriza o fenômeno de fechamento das fraturas (LOUIS, 1974): 28
- 6 - Carregamento de modelo bidimensional descontínuo (KRSMANOVIC e MILIC, 1963): 29
- 7 - Distribuição teórica de tensões em modelos contínuos (C) e descontínuos (D) (LONDE e SABARLY, 1967): 31
- 8 - Esquemas do fraturamento dos maciços rochosos (LOUIS, 1974): 35
- 9 - Ensaio de percolação radial (BERNAIX, 1967): 38
- 10 - Comportamento hidromecânico de um calcário com ou sem fratura (LOUIS, 1974): 39
- 11 - Comportamento hidrodinâmico de uma fratura elementar (natural) de granito. (LOUIS, 1974): 40
- 12 - Reconhecimento hidráulico, mecânico e geofísico de um local de barragem. ((LOUIS, 1974): 42

- 13 - Variação da condutividade hidráulica em função da profundidade local da barragem de Grand Maison (LOUIS, 1974): 44
- 14 - Lei da distribuição do coeficiente de permeabilidade nas condições naturais. Seção transversal vertical $K = K_0 \exp(-At)$, (K , cm/s e A , m^{-1}) (LOUIS, 1974): 45
- 15 - Esquema das principais forças em jogo nas barragens do tipo gravidade (a) e arco (b): 51
- 16 - Esquema da distribuição de zonas de tensão nos maciços sob barragens do tipo gravidade (a) e arco (b): 54
- 17 - Foto da ombreira direita da barragem de Malpasset (09/04/71) Observa-se a fenda de tração no pé de montante do arco. Esta fenda prolonga-se até a ombreira esquerda: 55
- 18 - Subpressões em Malpasset (BELLIER, 1967): 57
- 19 - Forças de escoamento desenvolvidas sob a ação de tensões (LOUIS, 1969): 58
- 20 - Efeitos das tensões na percolação (SABARLY, 1971): 59
- 21 - Correlação entre a vazão do dreno e o nível do reservatório (SABARLY, 1974): 60
- 22 - Esquema de montagem de piezômetro num furo de sondagem: 67
- 23 - O papel dos tratamentos de fundação (TER MINASSIAN, SABARLY e LONDE, 1967): 73
- 24 - Exemplos hipotéticos (CASAGRANDE, 1961): 75
- 25 - Comparação esquemática entre os efeitos ideais da vedação (a) e da drenagem (b): 76
- 26 - Foto da barragem de Malpasset. Vista de jusante (09/04/71): 80
- 27 - Foto da barragem de Idbar. Início da ruptura da ombreira direita. (TALOBRE, 1967): 80

- 28 - Eficiência teórica de cortinas imperfeitas (CASAGRANDE, 1961): 82
- 29 - Análise teórica da eficiência de cortinas (LONDE e SABARLY , 1967): 84
- 30 - Ocorrência dos derrames basálticos na bacia do Paraná (adaptado de AMARAL e outros, 1965) e principais barragens em operação (o), construção (c) e projeto (p): 98
- 31 - Perfil típico de um derrame basáltico: 102
- 32 - Os dois tipos de basalto: compacto e vesicular (ou amigdaloidal), constituindo respectivamente, em Ilha Solteira, a base do derrame III e o topo do derrame II. Cada um apresenta padrões diferentes de fraturamento (Canal no leito do rio Paraná, 1974): 103
- 33 - Basalto compacto da figura anterior tal como ocorre na soleira do leito do rio Paraná. Observa-se o fraturamento vertical: 103
- 34 - Contato 348 entre dois derrames em Promissão. Vista do muro direito de ligação e escavações para os vertedores (1969): 105
- 35 - Padrão de fraturamento em basalto compacto do núcleo do derrame principal de Ibitinga: 105
- 36 - Juntas-falhas ou faixas fraturadas na parede da escavação para as tomadas d'água de Ilha Solteira (1969): 106
- 37 - Detalhe de uma junta-falha ou faixa fraturada (tomadas d'água de Ilha Solteira, 1970): 106
- 38 - Derrame hipotético apresentando suas principais feições litológicas e estruturas (modificado de OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976): 108
- 39 - Barragem de Ibitinga no rio Tietê. Término de construção em 1969: 128

- 40 - Escavações na área ensecada de Promissão (1968): 128
- 41 - Fase de concretagem dos blocos na barragem de Ilha Solteira (1974): 130
- 42 - Instalação de meias-canais previamente à concretagem dos blocos na barragem de Ilha Solteira (1973): 130
- 43 - Linhas piezométricas do contato 305 em seção paralela ao eixo da barragem de Água Vermelha (Modificado de SILVA, ARAUJO e MONTICELI, 1978): 135
- 44 - Seção longitudinal esquemática das fundações das estruturas de concreto da barragem de Promissão (OLIVEIRA e CORREA FILHO, 1976): 144
- 45 - Resultados do 2º ensaio hidrogeotécnico global na barragem de Promissão (OLIVEIRA e CORREA FILHO, 1976): 146
- 46 - Acompanhamento hidrogeotécnico do enchimento do reservatório da barragem de Promissão (OLIVEIRA e CORREA FILHO, 1976): 149
- 47 - Subpressões da junta-falha de Ibitinga em seção pelo eixo da barragem (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970): 150
- 48 - Seção geológica pelo eixo da barragem de Ibitinga (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970): 152
- 49 - Linhas piezométricas principais em seção paralela ao eixo da barragem de Promissão: 155
- 50 - Linhas piezométricas na casa de força da barragem de Promissão (OLIVEIRA e CORREA FILHO, 1976): 158
- 51 - Quatro seções piezométricas da junta-falha de Ibitinga no muro direito (medidas em 13/07/77): 159
- 52 - Comparação teórica das distribuições da permeabilidade, em profundidade, entre os maciços basálticos e os intrusivos (OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976): 165

INTRODUÇÃO

Nos maciços rochosos que servem de apoio às grandes barra
gens (*), os efeitos da percolação d'água são necessariamente le
va
dos em consideração no projeto. Dentre estes efeitos destacam-se as
subpressões por influírem diretamente no cálculo das estruturas
das barragens, em especial as de gravidade.

O conhecimento das subpressões resulta sobretudo da análise
e interpretação de acidentes de barragens, onde as subpressões atuaram
como causa principal. A primeira análise remonta a 1895 envolvendo
a barragem de Bouzey na França. Sucessivas rupturas da estrutura desta barra
gem levaram M. Levy (MARY, 1965) a propor, em fins do século passado,
que fossem consideradas as subpressões que atuam na
base das barragens do tipo gravidade em seus projetos. Em 1964, o acidente
de Malpasset levou a mesma preocupação para as barragens do tipo arco
(BERNAIX, 1967).

Desde então, a evolução da tecnologia da construção de gran
des barragens seguiu diversos caminhos. Como um dos mais seguidos,
a observação permanente do comportamento das barragens construídas
permitiu aprimorar o grau de conhecimento sobre a questão.
A partir deste caminho, foram adotados vários critérios e regras
de maneira a estabelecer hipóteses de subpressão em projetos de
barragens de concreto. Inicialmente muito conservadoras, foram sen
do reformuladas com base nas medidas de subpressão efetuadas em nu
meras barragens em operação. São conhecidos os critérios de proje
tos adotados pelo Tennessee Valley Authority, pelo U.S.

(*) O conceito de grandes barragens é aquele adotado pelo Comitê Brasileiro de
Grandes Barragens, ou seja, todas as barragens com mais de 15 m de altura
ou de altura inferior, porém com pelo menos uma das seguintes condições:
comprimento de crista igual ou superior a 500 m, reservatório com volume
total superior a 100.000 m³, vertedor com capacidade superior a 2000 m³/s,
barragens com difíceis condições de fundação, barragens de projeto não con
vencional.

Bureau of Reclamation e pelo U.S. Corp of Engineers para barragens do tipo gravidade. Estes critérios, como os demais, uma vez adotados, permitem traçar a linha de subpressões, em seções típicas, transversais às principais estruturas de concreto das barragens (CASAGRANDE, 1961). Contudo, a aplicação destas regras genéricas no projeto das barragens, não tem permitido explorar suficientemente os comportamentos específicos de cada tipo litológico, ou maciço rochoso de fundação. Por exemplo, SERAFIM e DEL CAMPO (1965) apresentam os resultados de observação das subpressões em fundações constituídas por litologias tão distintas quanto granitos, arenitos e calcários. Os autores chegam, após discutir a aplicação de métodos analíticos na determinação de subpressões, à seguinte conclusão, entre outras: *"Contudo, os problemas específicos associados às feições peculiares a cada local, devem ser considerados em detalhe na determinação das subpressões nas fundações das barragens"*.

Esta advertência estimula a proposição de um enfoque mais adequado do problema, ou seja, se faz necessário considerar não só o tipo de barragem, mas o tipo litológico que constitui sua fundação. Cada tipo litológico, cada formação geológica, tem um comportamento hidrogeológico e hidrogeotécnico próprio que deve ser considerado, analisado e interpretado à luz das necessidades do projeto. A proposição desta metodologia de estudo do problema, constitui um dos objetivos principais do presente trabalho.

Após uma discussão geral do tema — percolação d'água em fundações de grandes barragens — onde se procura destacar os conceitos fundamentais e o estado de conhecimento da questão (1ª parte da dissertação) a metodologia é proposta na 2ª parte. Em seguida, na sua 3ª parte, a metodologia proposta é aplicada a exemplos brasileiros. Destes, foram escolhidas as barragens do tipo gravidade em basaltos por cons

tituírem, no momento, o tipo de barragem mais freqüente e a litologia mais estudada. Na 4ª parte procura-se desenvolver o segundo objetivo do trabalho: estabelecer orientações mais adequadas aos estudos hidrogeotécnicos. Esta última proposição resulta do diagnóstico do estado atual da tecnologia de fundações de barragens.

Paralelamente à evolução dos critérios e regras de projeto, baseada na observação do comportamento das barragens, foram sendo trilhados outros caminhos que possibilitaram um desenvolvimento apreciável de várias técnicas de abordagem do problema. O estudo analítico dos diversos parâmetros hidráulicos que condicionam a percolação d'água nas fraturas é um dos caminhos. Este estudo tem-se baseado em ensaios de laboratório utilizando modelos de fraturas com parâmetros hidráulicos (sobretudo rugosidade e abertura) controlados. O objetivo principal de tais ensaios é definir as leis que regem o fluxo d'água em fraturas. Ao contrário dos meios porosos (com porosidade de interstícios) onde os escoamentos, permanentes ou transitórios, em meios homogêneos ou heterogêneos, isotrópicos ou anisotrópicos, foram intensamente estudados, os fenômenos de escoamento em meios fraturados, não foram objeto senão de aproximações tímidas (LOUIS, 1974). Dentre os mais conhecidos, pode-se citar os estudos de LOMIZE (1951); LOUIS (1968); SHARP (1970) e MAINI (1971).

Contudo, são inúmeras as dificuldades de se transpor os resultados destes estudos para caracterizar o fluxo d'água tal como ocorre na natureza. As principais dificuldades refletem a distância existente entre os modelos laboratoriais, necessariamente simplificados, e o comportamento real da percolação d'água na natureza. Pode-se exemplificar considerando-se a difícil determinação, no campo, do grau de extensão das fraturas, da rugosidade e da abertura média. Assim, apesar de todo o progresso teórico, a natureza ainda se coloca

quase inacessível à aplicação direta desse esforço realizado.

Por outro lado, desenvolveram-se modelos de análise que se apoiam em técnicas mais ou menos sofisticadas. Tais modelos compreendem os eletro-analógicos (HABIB e SABARLY, 1953), (FRANCIS, 1970), os hidráulicos e os matemáticos, estes através de elementos finitos, desenvolvidos em computador (LOUIS, 1974). O aperfeiçoamento destas técnicas de análise abre um caminho promissor para o estabelecimento de hipóteses de subpressão mais realistas. Tais técnicas permitem não só levar em conta uma série de fatores específicos ao sistema obra x meio físico, que pode inclusive ser tratado como um problema tridimensional, mas sobretudo simular as diversas fases da obra até o enchimento do reservatório e portanto, prever o estabelecimento das subpressões.

Com estas técnicas poder-se-ia portanto prever um deslocamento importante do ponto central da questão: da adoção de critérios e regras de projeto, para o estudo e aplicação das técnicas de análise em modelos. Contudo, o aperfeiçoamento destas técnicas não está sendo proporcionalmente acompanhado pelas técnicas de caracterização dos maciços rochosos *in situ*. Esta situação traduz uma contradição fundamental uma vez que a definição dos modelos só pode ser realizada com os dados da caracterização dos maciços naturais ou, em outras palavras, não se justifica o uso de modelos se não se dispõe de dados suficientes sobre o meio físico estudado. Para se corrigir esta situação não se pretende apontar, como solução, o aperfeiçoamento das técnicas de investigação do meio físico no sentido de uma maior sofisticação. O que se torna premente, como primeiro passo, é melhor orientar os levantamentos de dados do meio físico, o que significa estabelecer uma metodologia mais adequada a esse fim, com as técnicas atualmente disponíveis. A adoção dessas orientações provocará o aperfeiçoamento espontâneo

das técnicas de caracterização do meio físico, minimizando a contradição constatada e permitirá, em condições favoráveis para sua aplicação, substituir a adoção de regras genéricas para o estabelecimento de hipóteses de subpressões pela previsão do comportamento hidrogeotécnico.

Em resumo, a dissertação tem dois objetivos principais. Primeiro, desenvolver a metodologia proposta para um enfoque mais adequado da questão: análise do problema considerando-se não só o tipo de solicitação imposta ao meio físico (barragem do tipo gravidade, por exemplo) mas o tipo de resposta resultante do meio físico considerado (basaltos da Formação Serra Geral, por exemplo). Assim, a aplicação da metodologia é exemplificada através de um estudo de síntese da experiência brasileira. Em segundo lugar, como resultado do diagnóstico do estado atual dos estudos teóricos sobre percolação e de modelos de análise, traçar as principais orientações dos estudos hidrogeotécnicos e em especial aqueles realizados no campo.

O desenvolvimento da dissertação reforça o papel fundamental da aplicação da Geologia aos estudos necessários ao projeto e construção de barragens, o que corresponde a novas tendências de evolução da Geologia de Engenharia no país.

Deve-se finalmente ressaltar que o enfoque metodológico proposto (*solicitações de obras específicas x comportamento de formações geológicas específicas*) favorece o acúmulo adequado da experiência, para a constituição de bancos de dados, cuja utilização é extremamente frutífera para o desenvolvimento tecnológico.

1^a P A R T E

CONCEITOS FUNDAMENTAIS

E

ESTADO DO CONHECIMENTO

I. - HIDROGEOLOGIA E HIDROGEOTECNIA

Pode-se considerar que estes dois campos de estudo integram a Hidráulica Subterrânea (LOUIS, 1974). Este ramo do conhecimento está voltado para os vários aspectos da água subterrânea na crosta terrestre: sua ocorrência, sua evolução, seu aproveitamento, seus efeitos na dinâmica geológica superficial. A Hidrogeologia e a Hidrogeotecnia são orientadas em direções diferentes segundo seus respectivos objetivos e pelas escalas dos fenômenos estudados. A Hidrogeologia está significativamente voltada para o estudo dos recursos d'água: potencialidades dos aquíferos, seu aproveitamento, sua produtividade, sua proteção, etc, tendendo a estudar os fenômenos na escala das formações geológicas. A Hidrogeotecnia se preocupa com o papel da água no campo geotécnico, analisando seus efeitos nas obras civis, sobretudo mecânicos, e seu papel nos fenômenos de superfície como os de movimentação de massas (escorregamentos, boçorocas, etc). A escala de aplicação da Hidrogeotecnia é definida sobretudo pela escala das obras e dos fenômenos analisados. Contudo, esta fronteira entre a Hidrogeologia e a Hidrogeotecnia não é nítida. Mais do que a escala de estudo, a fronteira se reforça na definição dos respectivos objetivos de aplicação. Outros aspectos da questão são assinalados por LOUIS (1974) e RAT (1974).

Ainda assim, deve-se considerar que todos os problemas de Hidrogeotecnia, se inserem num contexto hidrogeológico. Assim, por exemplo, para que se possa prever os efeitos de implantação de uma barragem no regime de águas subterrâneas, o problema hidrogeotécnico gerado por tais obras, deve ser examinado num quadro mais amplo, hidrogeológico. Esta colocação se reforça nos estágios iniciais de estudo onde é necessário compreender a dinâmica natural da hidráulica subterrânea para se poder prever as conseqüências da obra, no tempo e no espaço. Portanto, deve-se considerar que os dois campos de estudo antes se complementam no conjunto de conhecimentos e es

Os efeitos da percolação d'água nos maciços de fundação de barragens são variados como indica a tabela 1.

Devem ainda ser consideradas as condições especiais da estabilidade de ombreiras provocadas por regimes transitórios quando de oscilações rápidas dos níveis do reservatório. O esvaziamento rápido proporciona o aparecimento de forças de percolação perigosas, dirigidas para fora do maciço. O enchimento é ao contrário, um fenômeno estabilizador, quanto às forças de percolação.

É interessante ressaltar algumas idéias introduzidas por DUFFAUT e LOUIS (1972). "Os recipientes destinados a reter líquidos são construídos de uma só peça em materiais resistentes, metal ou plástico, ou são formados por um conjunto, no qual, certos elementos trabalham a tração: anéis de barris, ferragens de reservatórios de concreto. Os relevos naturais da crosta terrestre (e também os depósitos artificiais de solos, "stock-piles", bota-foras) são desprovidos de resistência à tração desde que se ultrapasse a escala do grão ou do bloco. Suas fissuras e interstícios constituem sempre um recipiente, onde o nível d'água, varia em função das condições hidrometeorológicas, tão mais rápido quanto seu volume relativo - a porosidade - é menor. A superfície livre da água não é horizontal nas paredes desses recipientes pois eles não são estanques".

"... toda barragem é um modelo de encosta, todas as discussões sobre a estabilidade das barragens se aplicam igualmente às encostas. Reciprocamente toda encosta se comporta portanto como uma barragem, em relação à água subterrânea, onde os materiais não foram nem escolhidos nem dispostos de uma forma que assegure a estabilidade".

Os tratamentos, vedação e drenagem, propostos para assegurar a estabilidade dos maciços, atuam nas condições hi

EFEITO		DEVIDO A	ENVOLVENDO DIRETAMENTE A
FÍSICO QUÍMICO		<i>SOLUBILIZAÇÃO LIXIVIAÇÃO, ETC</i>	<i>ALTERAÇÃO</i>
M E C Â N I C O	ESTÁTICO	<i>SUBPRESSÕES FORÇAS DE PERCOLAÇÃO</i>	<i>ESTABILIDADE</i>
	DINÂMICO	<i>VELOCIDADES</i>	<i>EROSÃO</i>
ECONÔMICO		<i>PERDAS D'ÁGUA</i>	<i>ECONOMIA</i>

Tabela 1 - Efeitos da percolação d'água nos maciços de fundação de barragens (Modificado de SABARLY, 1970).

dráulicas do meio para controlar os efeitos devidos à percolação d'água, especialmente os efeitos mecânicos.

Portanto, a compreensão do comportamento dos meios naturais, destinados a constituir as fundações e as ombreiras de barragens, quanto à percolação d'água e o papel das forças que atuam nos maciços, é in dispensável à adoção dos dispositivos de tratamento adequados. Ao contrário, arrisca-se não só a adoção de dispositivos tão inúteis quanto onerosos e, o que é mais grave, ilusórios quanto à segurança.

Deve-se por fim ressaltar que somente uma constante vigilância da percolação d'água nas fundações, após a construção da barragem, pode assegurar o equilíbrio do conjunto obra x meio físico.

III. - PROPRIEDADES HIDRÁULICAS DOS MEIOS NATURAIS

Antes de se orientar a dissertação para os problemas específicos dos maciços rochosos como fundações de barragens é importante esboçar um quadro geral dos comportamentos dos meios naturais, solos e rochas, frente à percolação d'água. A caracterização destes compor tamentos pode ser feita, de maneira teórica, considerando homogê neos e isôtropos os meios naturais e classificando-os segundo a interrelação de duas propriedades hidráulicas fundamentais: a poro sidade e a permeabilidade à água (*).

Quatro tipos básicos de porosidade podem ser considerados para caracteri zar a natureza dos vazios dos maciços naturais (SCHOELLER, 1962): vacuolar, in tersticial, de fraturas e de canais. A formação destes tipos de vazios es tá intimamente relacionada à origem dos maciços e sua história geo

(*) Embora alguns autores venham atualmente adotando o termo "condu tividade hidráulica", a permanência e o amplo uso do termo "per meabilidade" no meio técnico sugere que este seja mantido pelo menos como sinônimo.

lógica. Evidentemente, ocorrem sempre associados vários tipos de porosidade num mesmo meio. A porosidade de interstícios é comum a todos os meios naturais, no entanto os efeitos de outro tipo de porosidade presente podem determinar um comportamento mais significativo, para a escala e o tipo de fenômeno considerado.

Na tabela 2, procura-se classificar alguns exemplos de meios naturais segundo a porosidade e a permeabilidade à água. As ordens de valor das propriedades, nos exemplos, são apresentados unicamente com a intenção de se comparar uns com os outros.

III.1. - Meios com porosidade vacuolar

São meios cuja porosidade é fechada, ou seja, os poros não se comunicam entre si e assim sendo, tampouco com o exterior. Desta forma, mesmo que tal porosidade seja elevada, a porosidade efetiva é aproximadamente nula, sendo o meio praticamente impermeável.

Os melhores exemplos de tal meio são os basaltos vesiculares e as pedras-pomes (porosidade primária). Há rochas sedimentares que também apresentam porosidade vacuolar, por exemplo arenitos com chíferos que perderam fósseis por dissolução, portanto porosidade secundária ou originada após a formação da rocha.

III.2. - Meios com porosidade intersticial

São os meios cuja porosidade, aberta, representa o conjunto dos vazios existentes entre os elementos formadores da rocha. A porosidade depende sobretudo do arranjo espacial que esses elementos tomam na constituição da rocha.

A estes meios pertencem os solos em geral, os cascalhos, as areias, os siltes, as argilas e rochas como arenitos mais ou menos cimentados, etc. Rochas cristalinas, como o granito, também possuem uma porosidade intersticial que define a permeabilidade da

MEIOS	POROSIDADE PREDOMINANTE	EXEMPLO DE MEIO NATURAL	POROSIDADE (%)	CAPACIDADE DE RETENÇÃO (%)	POROSIDADE EFETIVA (%)	PERMEABILIDADE cm/s
PRATICAMENTE IMPERMEÁVEIS	VACUOLAR	BASALTO VESICULAR	30 (a)	30	~0	10^{-8}
	INTERSTICIAL	ARGILA	35 (b)	35	~0	10^{-9}
	DE FRATURAS	XISTO	0,5	0,5	~0	10^{-8}
PERMEÁVEIS	INTERSTICIAL	ARENITO	35	5	30	10^{-3}
	DE FRATURAS	GRANITO FRATURADO	0,1 (c)	0,05 (d)	0,05	8×10^{-2}
	DE CANAIS	CALCÁRIO CÂRSTICO	0,1 (e)	0,002	~0,1	-

- (a) Muito variável em função da densidade de vesículas. Em estrutura púmice chega a atingir 87% - (SCHOELLER, 1962).
- (b) Em argilas pouco comprimidas, com estrutura em flocos por exemplo, pode atingir 90%. Se se consideram argilas expansíveis a porosidade total (intersticial + coloidal + reticular) pode atingir 290% (SCHOELLER, 1962).
- (c) Muito variável em função do grau de fraturamento. O valor dado corresponde a um grau de uma fratura plana, de 1 mm de abertura, paralela às faces de um cubo de 1 m³ de volume unitário de rocha.
- (d) Considerando-se que cada face da fratura observada em (c) é capaz de reter uma lâmina d'água de 0,25 mm de espessura (SCHOELLER, 1962).
- (e) Muito variável em função do grau de carstificação. O valor dado corresponde à porosidade de um volume unitário de 1 m³ de rocha cortado por um conduto cilíndrico de $\varnothing = 35$ mm e 1 m de comprimento.

Tabela 2 - Ordens de valor de propriedades hidráulicas de alguns meios naturais

matriz, interessando em particular problemas de alteração, mas de efeitos secundários na percolação d'água no maciço cristalino, frente à permeabilidade das fraturas.

As argilas destacam-se no grupo por seu comportamento singular: mesmo com elevada porosidade são, em geral, praticamente impermeáveis. Nos outros meios, às maiores porosidades quase sempre correspondem maiores permeabilidades. Tal fato é traduzido pela relação da capacidade de retenção com o tamanho das partículas, como pode ser observado na figura 1.

Pode-se admitir 3 subgrupos de meios: permeáveis, praticamente impermeáveis com baixa porosidade e praticamente impermeáveis com elevada porosidade.

III.2.1. - Permeáveis

Nestes meios a capacidade de retenção é bem menor que a das argilas e tanto menor quanto maior o diâmetro dos grãos. O exemplo típico é a areia.

Além do grau de compacidade, interfere na porosidade a forma dos grãos e o coeficiente de uniformidade (d_{60}/d_{10}).

Em princípio, pode-se correlacionar a porosidade de uma areia com sua origem. Assim, é de se esperar que areias eólicas, por exemplo, sejam mais porosas que areias de origem fluvial, pois as primeiras devem ter um coeficiente de uniformidade menor que as segundas. Tal característica se deve não só ao fato das areias eólicas serem formadas por retrabalhamento de areias de outra origem (marinha, fluvial ou glacial) passando portanto por nova seleção, mas também pelo fato de ser o trabalho do vento mais seletivo que o da água. Contudo, a totalidade da história geológica das formações é que imprimirá à litologia uma maior ou menor porosidade, dependendo da superimposição de uma série de fenômenos tais co

Figura 1 - Variação da porosidade (1), da porosidade efetiva (2) e da capacidade de retenção específica (3) com o diâmetro dos grãos (Segundo Eckis, citado por CASTANY, 1963).

mo a cimentação.

III.2.2. - Praticamente impermeáveis com baixa porosidade

Enquadram-se neste subgrupo, por exemplo, os quartzitos e arenitos mais ou menos cimentados. Se a cimentação é completa a porosidade é determinada pela porosidade do cimento, menos o espaço ocupado pelos grãos.

III.2.3. - Praticamente impermeáveis com alta porosidade

São meios cuja porosidade efetiva é praticamente nula. A argila constitui o exemplo típico. A porosidade elevada é dada pelos seus interstícios que devem ter forma lamelar e dimensões próximas ao das partículas argilosas. Tal porosidade é função sobretudo do grau de adensamento da argila. Argilas não adensadas ou consolidadas guardam ainda grande quantidade de água nos interstícios de uma estrutura em flocos ou favos. Nestas, a porosidade atinge por vezes 90%.

Sendo extremamente sensíveis à compressão pode-se verificar que sua porosidade diminui gradualmente com a profundidade. Segundo Athy, 1930 (SCHOELER, 1962) a variação da porosidade n com a profundidade h é:

$$n = n_0 \cdot e^{-bh}, \text{ sendo}$$

n_0 a porosidade média das argilas na superfície e b uma constante. Ainda segundo Athy a porosidade média das argilas, sendo de 45 a 50% em superfície, diminuiria para 25 a 30% a 300 m de profundidade. Em areias, a compressão tem pouco efeito sobre a porosidade. Esta só poderia ser diminuída, notavelmente, pelo esmagamento dos grãos.

Se considerarmos a embebição coloidal e reticular numa argila expansível a porosidade total pode atingir 290% em relação ao volume inicial da amostra (SCHOELER, 1962). No

entanto, materiais como argila, algumas margas e folhelhos, apesar de possuírem alta porosidade, apresentam uma porosidade efetiva ou uma capacidade de escoamento livre (*specific yield*) quase nula devida à dimensão dos poros. Assim, a permeabilidade de uma argila varia, de maneira geral, de 10^{-7} a 10^{-10} cm/s.

III.3. - Meios com porosidade de fraturas

A principal característica que os distingue dos meios com porosidade intersticial é a forma dos vazios: suas dimensões longitudinais são muito superiores à sua abertura. Os meios que podem admitir porosidade de fraturas são meios que possuem certo grau de coerência ou coesão, são os meios correntemente conceituados como rochas ou maciços rochosos em Geologia de Engenharia (GUIDICINI, CAMARGO e OLIVEIRA, 1970). São exemplos de litologias deste tipo as rochas cristalinas em geral: granitos, gnaisses, xistos, basalitos, etc. Como o meio com porosidade de fraturas constitui o objeto principal da dissertação, suas características serão detalhadas no item V a seguir.

III.4. - Meios com porosidade de canais

A porosidade de canais existe tipicamente em rochas solúveis como o calcário e o gipso. Nestes meios a circulação preferencial é responsável pela dissolução da rocha em canais. De início a percolação pode ser feita através de interstícios ou fissuras. Mais a circulação se concentra, mais os canais se alargam. Esta concentração da percolação ou circulação preferencial é a principal característica do meio de porosidade de canais.

As dimensões desses canais são extremamente variáveis, desde simples passagens filiformes até grandes condutos da ordem de dezenas de metros de diâmetro. São extremamente irregulares na forma, apresentando estrangulamentos e alargamentos bruscos ou graduais, podendo ainda se dividir ou se anastomosar.

Meios com porosidade de canais admitem, com maior frequência que outros meios, lençóis d'água sob pressão e escoamento em regime turbulento.

IV. - HETEROGENEIDADE, ANISOTROPIA E FORMAS DE RELEVO

A caracterização de comportamentos dos meios naturais, efetuada no item anterior, considerou-os como homogêneos e isotropos por necessidade de simplificação. Contudo, na natureza raramente esses meios se apresentam dessa forma, especialmente na escala de análise de problemas geotécnicos. As condições de heterogeneidade e anisotropia que afetam as propriedades hidráulicas produzem efeitos significativos na percolação d'água, seja nas pressões hidráulicas, seja nas vazões. Além destas condições intrínsecas da natureza dos meios naturais, a morfologia do meio analisado também atua de maneira importante na percolação d'água.

Assim como as propriedades intrínsecas dos meios naturais, suas condições de heterogeneidade e anisotropia são fruto da história geológica dos meios considerados. Formações sedimentares, por exemplo, em que são comuns as intercalações de lentes arenosas e argilosas, apresentam um certo grau de heterogeneidade, fruto das condições impostas pelos ambientes de sedimentação. A compactação, fenômeno comum dos processos de litogênese, induz uma certa anisotropia nas formações sedimentares. Da mesma maneira, as formas de relevo, em especial a forma das encostas, são impostas pela evolução geomorfológica dos meios naturais considerados.

A seguir, expõe-se, resumidamente, o papel de cada uma destas condições, deixando-se a condição de *descontinuidade* para ser tratada com mais detalhe no item V, que se refere especificamente aos maciços rochosos fraturados.

IV.1. - O papel da heterogeneidade

A heterogeneidade natural dos meios, criada por diferenças litológicas e por estruturas geológicas, interfere na distribuição de pressões hidrostáticas e forças de percolação segundo o contraste das permeabilidades envolvidas. As equipotenciais se concentram nas zonas menos permeáveis e se afastam nas outras. No entanto, nenhuma lei geral pode ser estabelecida, dependendo esta configuração, essencialmente, da situação geométrica de cada caso em particular.

Por outro lado, é preciso lembrar que as vazões e velocidades não dependem senão dos valores absolutos das permeabilidades em jogo.

IV.2. - O papel da anisotropia

A permeabilidade de meios anisotrópicos, nos casos mais elementares, corresponde a apenas duas componentes perpendiculares entre si. Nestes casos, SHARP (1970) demonstrou que, para condições limites constantes, toda superfície do lençol, incluindo a linha de ressurgência, é sempre elevada pela anisotropia, tanto mais quanto maior é a relação entre as componentes, como mostra a figura 2(a).

Nas figuras 2(b) e 2(c) são dados exemplos de casos extremos de anisotropia, condicionando diferentes distribuições de equipotenciais. DUFFAUT e LOUIS (1972) assinalam que, em relação aos meios isótopos, os empuxos d'água em maciços com fraturas sub-horizontais, como é o caso de muitas rochas sedimentares não dobradas, torna-se estabilizadora. Nos casos contrários eles concorrem para a instabilidade.

- L = posição do lençol freático, ao infinito (condições de contorno constantes)
- n = relação entre as permeabilidades
- (a) = lençóis freáticos, próximos ao talude, para diferentes relações de n ou $1/n$
- (b) e (c) = situação das equipotenciais e direção das forças de percolação nos casos extremos de permeabilidade máxima vertical (b) e horizontal (c).

Figura 2 - O papel da anisotropia no comportamento do fluxo d'água: casos de um talude (DUFFAUT e LOUIS, 1972).

IV.3. - O papel da forma das encostas

Em encostas, as concavidades das curvas de nível do terreno (suposto homogêneo e isotrópico) provocam um escoamento convergente, elevando o lençol aquífero, concentrando, nas vizinhanças da encosta, as equipotenciais, a vazão e as forças de escoamento. Ao contrârio, nas convexidades, o escoamento se apresenta divergente, o lençol se abaixa, as equipotenciais se afastam, as vazões e as forças de percolação diminuem.

É importante observar que os casos de concavidade tendem para um limite extremo que é um poço para onde converge todo fluxo e os casos de convexidade para um cilindro rochoso drenado por todos os lados. A figura 3 ilustra o papel da forma das encostas.

V. - HIDRÁULICA DOS MEIOS FRATURADOS: PROPRIEDADES E COMPORTAMENTOS

Em Hidrogeotecnia o termo *meio fraturado* é utilizado para identificar os meios cuja porosidade predominante, em termos hidráulicos, corresponde às fraturas. O termo *fratura* está sendo aqui empregado num sentido amplo, englobando descontinuidades de todos os tipos e de várias origens: juntas, diáclases, contatos, etc. En fim, estruturas que constituem elementos de *descontinuidade* no meio analisado e representam caminhos privilegiados de percolação d'água.

O meio fraturado se identifica, em geral, com os maciços rochosos que poderiam ser descritos como constituídos por uma matriz porosa (com maior freqüência, a porosidade é de interstícios) cuja permeabilidade é desprezível, frente às altas permeabilidades das fraturas que cortam essa matriz. A permeabilidade global do meio corresponde à permeabilidade do conjunto de suas fraturas. Há

Figura 3 - Comparação entre os perfis de dois lençóis freáticos e suas respectivas equipotenciais, com uma mesma cota (L) a uma distância infinita do talude. Escoamento para um talude côncavo (a) ou retilíneo (b). (DUFFAUT e LOUIS, 1972).

exceções, como é o caso de arenitos cuja permeabilidade definida pela porosidade intergranular é ponderável no comportamento geral. Ou o caso de maciços rochosos cujas fraturas encontram-se preenchidas totalmente por material impermeável.

Os maciços rochosos são essencialmente heterogêneos, anisótropos e descontínuos. A complexidade que apresentam advém não só da variedade de gêneses diferentes, que promovem a constituição de matrizes extremamente diversas, mas também de sua história tectônica. Contudo, é a escala da porção do maciço analisado que define a validade de se considerar meio homogêneo ou heterogêneo, isótropo ou não e contínuo ou descontínuo, no âmbito de um estudo qualquer.

A figura 4 procura, de maneira simples, ilustrar estes conceitos, tendo-se para tal considerado que o valor de permeabilidade de cada fratura unitária é o mesmo para todas as representadas na figura. Assim, o caráter de heterogeneidade, anisotropia e descontinuidade passa a depender apenas do grau de fraturamento no meio analisado e da orientação do sistema de fraturas, observados à luz da escala da obra ou fenômeno considerado. LOUIS (1974) considera que, quando o número de fraturas é muito reduzido, cada uma delas deve ser individualizada ao ser feita qualquer análise do problema. Segundo este autor, o meio pode ser considerado contínuo quando apresenta mais de 10.000 fraturas numa seção definida pelo tamanho da obra. Entre 100 e 1000 o meio deve ser considerado descontínuo. FRANCISS (1970) realizou uma série de ensaios eletro-analógicos para definir um critério de seleção da escala do tratamento matemático ou analógico adequado. De sua pesquisa resultou o seguinte critério (sendo e, o espaçamento médio entre as fraturas e L a dimensão do espaço analisado): $e/L < 0,1$ = o modelo pode ser assumido como contínuo; $e/L > 0,1$ = há exigência de um tratamento do problema em modelo descontínuo.

- (1) e (2) meio homogêneo, isôtroto e contínuo
 (3) meio heterogêneo, sendo (a) anisôtroto e descontínuo e (b) isôtroto e contínuo
 (4) meio homogêneo, anisôtroto e descontínuo

Figura 4 - A questão da homogeneidade, isotropia e continuidade resolvida na escala do problema considerado (Modificado de LOUIS, 1974).

As fraturas se distribuem nas rochas e nos maciços rochosos desde a escala do grão mineral até extensões da ordem de quilômetros. Várias propostas de classificação de fraturas colhidas por LOUIS (1974) são apresentadas na tabela 3. Nesta tabela delimita-se o campo de análise de interesse ao presente estudo que corresponde aos maciços rochosos, nas escalas de uma barragem.

V.1. - Parâmetros hidráulicos do meio fraturado

Nos maciços com porosidade de fraturas, o elemento unitário básico é a fratura. Os parâmetros hidráulicos da fratura elementar têm sido analisados sobretudo em ensaios de laboratório, destacando-se a *abertura* e a *rugosidade* como fundamentais no estudo das leis de escoamento (LOUIS, 1967).

O comportamento hidráulico do maciço é determinado pela combinação dos comportamentos de cada sistema de fraturas. Na escala do maciço os parâmetros hidráulicos fundamentais são o *espaçamento* entre as fraturas (ou grau de fraturamento), a *continuidade* e a *orientação* de cada sistema.

V.2. - A permeabilidade ou a condutividade hidráulica dos meios fraturados

Num sistema de fraturas (contínuas) a permeabilidade (K) pode ser deduzida da permeabilidade das fraturas elementares (kf). Segundo LOUIS (1974):

$$K = \frac{e}{b} kf + km, \text{ onde}$$

e = abertura média das fraturas;

b = espaçamento médio;

km = permeabilidade da matriz rochosa

Nos maciços fraturados, km em geral é desprezível em relação ao valor $\frac{e}{b} kf$.

EXTENSÃO		ABERTURA	FREQUÊNCIA ESPAÇAMENTO		ORIENTAÇÃO	ESCALA	ESTUDO
0,1 A	Ionização Estados excitados	Microfissuras da Matriz			Desordenada	ROCHA OU MATRIZ ROCHOSA (amostra ou lâmina delgada)	Textural
10 A	Lacunas Inclusões Átomos intersticiais						
0,1μ	Deslocamentos						
10 μ	Contatos intergranulares Faixas de deslizamentos						
1 mm	Microfraturas						
		1μ	MICROFRATURAS Xistosidade Foliação				
		0,1mm					
1 dm	Acamamento Xistosidade	MACROFRATURAS Diáclases Juntas de estratificação Falhas	5 cm 30cm 1 m 3 m	Fraturamento	Ordenada	MACIÇO ROCHOSO (Obra)	Estrutural
				muito intenso			
10 m	Diáclases			intenso			
				moderado			
				baixo			
1 km	Falhas, dobras			muito baixo			
Segundo TALOBRE (1967)		Segundo FARRAN e THENOZ(1965)		Segundo DEERE (1968)			

Tabela 3 - As descontinuidades nas rochas e maciços rochosos (Modificado de LOUIS, 1974)

Em regime laminar k_f é definido por:

$$k_f = \frac{S g e^2}{12 \nu C} \quad (\text{LOUIS, 1974}), \text{ onde}$$

S = grau de separação da fratura (relação entre a superfície aberta e a superfície total da fratura);

g = aceleração da gravidade;

ν = viscosidade cinemática do fluido;

C = coeficiente que depende da rugosidade.

Notáveis progressos tem sido realizados nos estudos teóricos apoiados em ensaios de laboratório buscando-se determinar as leis de escoamento em fraturas onde se destacam a importância de parâmetros hidráulicos tais como a abertura e a rugosidade.

Tais estudos vem permitindo interpretar, em bases científicas, os fenômenos hidrogeotécnicos observados. Como exemplo, pode-se citar os estudos realizados por QUADROS (1981) cujos resultados permitiram aprofundar a interpretação dos ensaios de perda d'água sob pressão (veja item VII.2).

Por outro lado, os estudos das leis de escoamento vem possibilitando a resolução de problemas hidrogeotécnicos através de modelos de análise, matemáticos ou físicos. (veja item VIII).

V.3. - Influência das tensões na permeabilidade dos maciços rochosos

A importância da análise das relações entre tensões e a permeabilidade dos maciços rochosos reside em dois aspectos principais:

1. - os maciços rochosos são sensíveis à ação de tensões cujos valores são da ordem daqueles induzidos pelas grandes barragens de concreto;
2. - as alterações provocadas por essas tensões se refletem signi

ficativamente nos valores de permeabilidade e na sua distribuição nos maciços rochosos.

V.3.1. - Características mecânicas dos maciços rochosos de interesse à Hidrogeotecnia

As rochas e os maciços são meios deformáveis. A deformabilidade dos maciços é bastante superior a das rochas, advindo tal fato da presença de fraturas, sobre as quais agem preponderantemente as tensões. LOUIS (1974) propõe um modelo mecânico que traduz este comportamento e é ilustrado na figura 5.

Por outro lado, as rochas e os maciços rochosos são muito mais sensíveis às tensões de tração que às de compressão, devido à presença de fraturas que praticamente não se opõem aos esforços que tendem a abri-las. De uma maneira geral, a resistência à compressão de uma rocha alcança valores de 10 a 30 vezes superiores a sua resistência à tração. No caso dos maciços rochosos, a resistência a tração é em geral, considerada desprezível nos projetos de engenharia civil (ROCHA, 1971).

Em termos de solicitações aos maciços rochosos pela implantação de obras civis, é importante considerar que as tensões assim induzidas nos maciços não se dissipam rapidamente em profundidade, como se poderia pensar aplicando-se a teoria da elasticidade de Boussinesq (TALOBRE, 1967), já que esta teoria assume os meios como homogêneos e contínuos. Os estudos de KRSMANOVIC e MILIC (1963), realizados em modelo fotoelásticos, mostram que as tensões devem não só atingir profundidades muito maiores, mas, através de sua concentração em porções do maciço, alcançar valores superiores às tensões originalmente aplicadas (figura 6). Os valores das tensões e sua distribuição nos maciços rochosos dependem de uma série de fatores, entre os quais: a posição das fraturas em relação à direção dos

a) FRATURA REAL

b) MODELO

- (1) Matriz rochosa de módulo de deformabilidade E_m
- (2) Fratura
- (3) Contatos rochosos
- E_f - Módulo de deformabilidade global do maciço fraturado

Figura 5 - Modelo mecânico que caracteriza o fenômeno de fechamento das fraturas (LOUIS, 1974).

Figura 6 - Carregamento de um modelo bidimensional descontínuo (KRSIHANOVIC e MILIC, 1963).

esforços aplicados e o ângulo de atrito das fraturas (figura 7).

V.3.2. - Relação das tensões com a permeabilidade

A relação das tensões com a permeabilidade respondem essencialmente às alterações provocadas pelas tensões na geometria das fraturas. Dos parâmetros que são sensíveis às tensões ressalta-se a abertura das fraturas. Com efeito, a abertura é um dos parâmetros hidráulicos mais importantes que condicionam a permeabilidade dos maciços rochosos. Lomize e Louis (LOUIS, 1967) definiram leis de escoamento em fraturas onde a vazão varia com o cubo da abertura, desde que se considere fluxo laminar.

No modelo mecânico da figura 5 pode-se admitir a abertura ou fechamento da fissura através de duas variações de tensões:

- ação de esforços externos que se concentram nos contatos rocha x rocha;
- variação da pressão intersticial da água que percola a fissura.

Com efeito o equilíbrio dos maciços é determinada pela lei geral da distribuição das tensões normais (LOUIS, 1974):

$$\sigma_t = \sigma_e + U, \text{ onde}$$

σ_t = tensão total;

σ_e = tensão efetiva;

U = pressão intersticial da água.

Pode-se assim analisar a relação das tensões com a permeabilidade através das variações de σ_e (tensões impostas por uma barragem por exemplo) ou de U (tensões impostas por um ensaio de perda d'água por exemplo).

a. - Alterações da pressão intersticial

LONDE e SABARLY (1966) evidenciam, a partir de um cálculo simples, a importância das tensões na abertura das fraturas e conse

- (1) Distribuição da tensão (σ_z), ao longo do eixo, em função da profundidade (z)
- (2) Bulbos de tensão
- (3) Bulbos de tensão esquemáticos, em função da direção das fraturas

Figura 7 - Distribuição teórica de tensões em modelos contínuos (C) e descontínuos (D) (LONDE E SABARLY, 1967).

quentemente na permeabilidade do maciço.

Estes autores procuram inicialmente interpretar o ensaio de perda d'água sob pressão. Definem a vazão q através de uma fratura (escoamento laminar e radial em fraturas lisas) pela expressão:

$$q = B.p.e^3 \quad (1), \text{ sendo}$$

B = uma constante que depende das propriedades do fluído e das condições de contorno;

p = a pressão;

e = a abertura da fratura.

O cálculo da abertura das fraturas ensaiadas segundo os resultados obtidos (originalmente em unidades Lugeon) mostra as seguintes relações:

Unidades Lugeon (L/min/m/10 kg/cm ²)	Perda d'água específica (L/min/m/kg/ cm ²)	Permeabilidade aproximada (cm/s)	Abertura aproximada de cada fratura (mm)		
			1 fratura	10 fraturas	100 fraturas
1	0,1	10 ⁻⁵	0,10	0,05	0,02
10	1,0	10 ⁻⁴	0,20	0,10	0,04
100	10,0	10 ⁻³	0,50	0,25	0,10

O quadro mostra que mesmo fraturas muito finas podem apresentar uma alta vazão. Em seguida, os autores consideram os efeitos da pressão d'água injetada na abertura da fratura, supondo que a pressão p é aplicada uniformemente num pequeno círculo (de raio r), centrado ao furo da sondagem:

$$\Delta e = \frac{4(1 - \nu^2)}{E} pr \quad (2), \text{ onde}$$

ν = coeficiente de Poisson;

E = coeficiente de elasticidade.

Para se obter uma ordem de grandeza do efeito, admitem:

$$E = 200.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{v} = 0,5$$

$$\underline{r} = 2 \text{ m}$$

$$\underline{p} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

O cálculo apresenta um resultado de $\Delta e \approx 0,3 \text{ mm}$. Concluem os autores que o efeito da abertura das fraturas pela pressão d'água injetada pode conduzir a altos valores de permeabilidade num maciço em que as fraturas estavam de início fechadas ou eram extremamente finas.

Relacionando as fórmulas (1) e (2), se a abertura inicial da fratura é muito pequena:

$$q = C p^4 \quad (3), \text{ onde}$$

C é um coeficiente que depende da natureza da rocha e do diâmetro do furo. Esta relação mostra a grande influência que a pressão p exerce sobre a vazão, em especial em todos os maciços rochosos pouco permeáveis (fraturas finas). Esta conclusão foi corroborada por BERNAIX (1967) através de uma série de ensaios de laboratórios, que serão vistos a seguir (item V.3.3.).

b. - Alterações da tensão efetiva

Os mesmos autores, LONDE e SABARLY (1966), exemplificam de forma simples, os efeitos das tensões efetivas na permeabilidade. Admitem uma tensão σ orientada segundo um ângulo α em relação ao plano das fraturas, de abertura e e espaçadas entre si de b :

$$\frac{\Delta e}{e} = - \sigma \left(\frac{1}{E_g} - \frac{1}{E_m} \right) \frac{b}{e} \text{ sen } \alpha, \text{ onde}$$

E_g é o coeficiente da deformabilidade global do maciço e E_m o da matriz rochosa. Considerando E_m muito grande (500.000 kg/cm^2 por exemplo) propõem uma primeira aproximação:

$$\Delta e = - \frac{\sigma \text{ sen } \alpha}{E_g/b}$$

Para se ter uma ordem de valor de Δe supõem:

$$E_g = 50.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ (em compressão)}$$

$$\alpha = 30^\circ \text{ (sen } \alpha = 0,5)$$

$$\text{Assim, } \Delta e = - 0,5 \text{ mm}$$

Este resultado significa que toda fratura com menos de 0,5 mm de abertura e com orientação superior a 30° sob uma tensão de 50 kg/cm^2 , seria completamente fechada. Por consequência teria uma permeabilidade teoricamente nula. Se as tensões fossem de tração o fenômeno seria inverso: as fraturas teriam tendência a se abrir. Nos maciços rochosos, por apresentarem uma baixa resistência à tração, é provável que o fenômeno se produza com maior intensidade.

O cálculo simples de LONDE e SABARLY (1966) deve ser considerado tão somente como uma tentativa de se determinar algumas ordens de valor dos parâmetros envolvidos no fenômeno. Não há nenhum estudo teórico que possa prever o comportamento real da permeabilidade de maciços rochosos quando estes são submetidos a tensões. As limitações se devem sobretudo à dificuldade em se medir a abertura das fraturas tal como ocorrem na natureza. LOUIS (1974) exemplifica estas limitações com o problema da determinação da continuidade ou descontinuidade das fraturas em seus planos de ocorrência. O autor considera 3 tipos de fraturas (figura 8), segundo a escala de fenômeno considerado:

- Caso a: fraturas abertas e contínuas.
- Caso b: fraturas abertas e contínuas no seu plano, porém interrompidas em vários pontos, por contatos rocha x rocha de extensão limitada. A água em escoamento contorna tais contatos.
- Caso c: fraturas abertas porém descontínuas no seu plano. O es

SEÇÃO TRANSVERSAL

PLANO DA FRATURA

a) FRATURAS CONTÍNUAS

b) FRATURAS CONTÍNUAS COM CONTATOS ROCHOSOS ISOLADOS

c) FRATURAS DESCONTÍNUAS ISOLADAS

- (1) Matriz rochosa
(3) Contatos rochosos

- (2) Fraturas abertas
K - Condutividade hidráulica do sistema de fraturas

Figura 8 - Esquema do fraturamento dos maciços rochosos (LOUIS, 1974).

coamento se faz essencialmente através da matriz rochosa ou fraturas secundárias.

Considera o autor que nos casos a e b a permeabilidade do meio, paralelamente às fraturas, depende da abertura das mesmas através de uma lei com e^3 em regime laminar e com e^2 em regime turbulento. Nestas condições, uma variação da tensão normal (em compressão) provoca uma variação importante da permeabilidade. No caso c a permeabilidade é independente da abertura das fraturas, não dependendo senão de sua frequência. Um esforço de compressão normal provocará sempre um fechamento das fraturas principais, mas este fechamento não alterará a permeabilidade global. Se o meio não tem fraturas secundárias, a permeabilidade global somente dependerá da permeabilidade da matriz. Assim, neste caso, a influência do estado de tensões sobre os escoamentos será extremamente atenuada.

Dadas, portanto, as limitações de se efetuar o levantamento dos parâmetros que interessam à hidráulica, para se poder prever a sensibilidade do comportamento hidráulico das rochas e dos maciços fraturados, frente às tensões, vários autores se voltaram para a realização de ensaios de laboratório e "*in situ*" além da auscultação hidráulica de fundações de barragens para melhor compreender o fenômeno. WITTKE (1973), relator geral do simpósio sobre "Percolação através de rochas fraturadas", de Stuttgart, conclui que nenhuma lei geral pode ser formulada e conseqüentemente, nos casos práticos, dados importantes somente podem ser obtidos de investigações experimentais adequadas.

V.3.3. - Ensaios de laboratório

Um dos principais tipos de ensaios de laboratório, que traduzem a relação das tensões com a permeabilidade, foi desenvolvido

por BERNAIX (1967). Os resultados obtidos pelo autor permitiram esclarecer o fenômeno preponderante como condicionante da ruptura das fundações de Malpasset.

Os ensaios são realizados em corpos cilíndricos de rocha com um furo axial e submetidos a uma percolação centrífuga ou centrípeta (figura 9). A diferença de pressão, entre o interior e o exterior do cilindro, cria não só um gradiente hidráulico que provoca um escoamento radial mas também tensões na rocha. As curvas de permeabilidade traçadas em função das diferenças de pressão, interna e externa, traduzem a sensibilidade da rocha ao fenômeno. Esta sensibilidade é tanto maior quanto maior for a intensidade do fraturamento. O índice S, definido pelo autor, como sendo a relação entre as permeabilidades a -1 kg/cm^2 (tração) e a $+50 \text{ kg/cm}^2$ (compressão) reflete o grau de fraturamento da rocha. Se bem que estes ensaios envolvam especificamente a matriz rochosa, os comportamentos obtidos podem ser comparados com o comportamento dos maciços na escala de uma barragem. Por outro lado, estes ensaios refletem nitidamente o quanto as rochas são pouco resistentes a esforços de tração, sobretudo quando intensamente fraturadas (curva S = 1000 da figura 9).

Podem ser também citados os ensaios realizados por LOUIS (1974) onde usou variações de tensões efetivas e não gradientes de pressões hidráulicas. As figuras 10 e 11 apresentam os resultados obtidos onde se verifica a alta sensibilidade das rochas fraturadas às tensões, acusando uma lei exponencial de variação da permeabilidade em função dessas tensões. Os corpos fraturados apresentam uma histerese importante nos ciclos de carga e descarga. Por outro lado, os meios porosos, sem fraturas aparentes, são pouco sensíveis às tensões.

- (1) CÂMARA
- (2) CORPO DE PROVA (H = 150 mm, Ø = 60 mm, FURO AXIAL DE Ø = 12 mm)
- (3) ÁGUA SOB PRESSÃO P

$$S = \frac{K(-1 \text{ kg/cm}^2)}{K(+50 \text{ kg/cm}^2)}$$

- (S=1) CALCÁRIO OOLÍTICO
- (S=10) GNAISSE
- (S=2) GRANITO COMPACTO
- (S=1000) GNAISSE FRATURADO

Figura 9 - Ensaios de percolação radial (BERNAIX, 1967).

- (1) Corpo de prova ($\phi = 4 \text{ cm}$) com fratura provocada por tração
 (2) Corpo de prova sem fratura

Figura 10 - Comportamento hidromecânico de um calcário com ou sem fratura (LOUIS, 1974).

Figura 11 - Comportamento hidrodinâmico de uma fratura elementar (natural) do granito (LOUIS, 1974).

V.3.4. - Ensaaios "in situ"

Além dos ensaios de perda d'água sob pressão, outros ensaios, mais sofisticados, foram raramente executados. Pode ser citado o ensaio "in situ" realizado por JOUANNA (1973) que combinava um ensaio de deformação de um maciço (micaxisto) com um ensaio de perda d'água sob pressão. Este ensaio revelou que com o aumento da tensão normal a permeabilidade diminui consideravelmente. No ensaio realizado o fenômeno foi irreversível. As medidas de deslocamento vertical da rocha (deformação) corresponderam às mudanças da permeabilidade.

Por outro lado, ensaios de perda d'água sob pressão realizados a diversas profundidades dos maciços rochosos podem revelar a relação tensões x permeabilidade. Assim como as argilas, que são extremamente sensíveis à compressão e têm sua porosidade diminuída com a profundidade (item III.2), os maciços fraturados têm um comportamento semelhante. Contudo, a variação da porosidade de fraturas com a profundidade está relacionada, inversamente, com o alívio de tensões a que estiveram submetidos os maciços de gênese intrusiva. Maciços rochosos formados à superfície, como as rochas extrusivas, não devem apresentar uma relação semelhante. LOUIS (1972) a partir de ensaios de perda d'água e de fórmula semelhante à de Athy (item III.2) analisou a relação entre a permeabilidade e a profundidade em maciço gnáissico, durante investigações para implantação da barragem de Grand Maison (França). Os efeitos do estado de tensões no maciço não atingem somente a permeabilidade mas também uma série de outras propriedades tais como o módulo de deformação e a velocidade de propagação de ondas longitudinais. Enfim, pode-se esperar relações da profundidade com todas as propriedades dos maciços rochosos que dependam essencialmente do estado de fraturamento do maciço (figura 12). Quanto à permeabilidade, em particular, al

a) PERFIS HIDRÁULICOS, MECÂNICOS E SÍSMICOS

b) CURVAS CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA

- K - Condutividade hidráulica
- E - Módulo de deformabilidade
- V_L - Velocidade longitudinal
- (1) - Zona superficial do maciço rochoso
- (2) - Zona profunda do maciço rochoso

Figura 12 - Reconhecimento hidráulico, mecânico e geofísico de um local de barragem (LOUIS, 1974).

guns resultados obtidos pelo autor são apresentados na figura 13. A través destes resultados o autor procurou definir o coeficiente α que depende da natureza da rocha e do fraturamento, na fórmula:

$$K = K_0 \cdot e^{-\alpha \sigma}, \text{ onde}$$

K_0 = permeabilidade, próximo à superfície;

σ = tensão que pode ser estimada pelo peso do maciço (densidade γ x profundidade t).

Na figura 13, o caso examinado define o fator A que é igual a $\alpha \gamma$. No local da barragem foram analisados vários ensaios cujos resultados permitiram definir a distribuição da permeabilidade em condições naturais (figura 14).

VI. - AS SOLICITAÇÕES IMPOSTAS PELAS BARRAGENS

Até agora analisamos as propriedades hidráulicas principais dos meios naturais, em particular dos maciços fissurados, visando compreender seus comportamentos mais importantes ao estudo hidrogeotécnico em barragens.

Os maciços rochosos, antes da construção das barragens, apresentam um quadro dinâmico e essencialmente mutável em sua evolução geológica. Esta mutabilidade é provocada por vários tipos de ações dos quais pode-se ressaltar, como condicionantes fundamentais, as oscilações climáticas e as perturbações tectônicas. A ação da gra

$$K = K_0 \cdot e^{-\alpha \sigma}$$

$$\sigma_e \approx \gamma t - p_0$$

CASO DE SONDAGENS VERTICAIS

K - Condutividade hidráulica perpendicular à sondagem
 σ_e - Tensão normal efetiva, perpendicular a K
 P_0 - Pressão intersticial média na zona do ensaio

Figura 13 - Variação da condutividade hidráulica em função da profundidade no local da barragem de Grand Maison- (LOUIS, 1974).

Figura 14 - Lei da distribuição do coeficiente de permeabilidade nas condições naturais. Seção transversal vertical $K = K_0 \text{ Exp } (-At)$, (K , cm/s e A , m^{-1}) (LOUIS, 1974).

vidade, as tensões tectônicas, as ações mecânicas da água sujeitas aos gradientes naturais, as ações erosivas dos rios, os processos de intemperismo representam, entre outros, um conjunto de ações que, acima e abaixo da superfície do terreno, atua no meio físico se contrapondo ou se somando mas sempre num sentido definido da evolução geológica. O contínuo acúmulo de alterações provocadas por tais forças tendem a mudanças qualitativas importantes. Estas mudanças estão intimamente ligadas umas às outras, num complexo jogo de causas e efeitos, envolvendo vários fenômenos físicos e químicos.

Assim, antes da construção da barragem, o maciço rochoso, este ve sujeito, através dos tempos geológicos, a contínuas modificações que repercutiram na sua constituição mineralógica e estrutural. Com efeito, o maciço rochoso traz em si essa história, marcado por alterações e fraturamentos. Contudo seu estado atual permanece su jeito a essas modificações e podem ser ressaltadas suas principais tendências de evolução, principalmente pela compreensão dos even tos geológicos, e especialmente os geomorfológicos, mais recentes.

A construção de uma barragem constitui, neste quadro de evo lução natural do meio físico, um acontecimento drástico. Vários processos naturais são bruscamente atenuados ou interrompidos (ero são do leito do rio, por exemplo) e outros intensificados (instabi lização de encostas, por exemplo). A própria Geologia oferece modelos que reproduzem analogicamente a construção de uma barragem. O barramento rápido de um curso d'água pode ser, por exemplo, provocado por um escorregamento importante das encostas. Tal evento provoca mudanças profundas na geomorfologia da região. O rio pode ter seu curso d'água desviado para áreas topograficamente menos elevadas ou extravasar, erodindo o barramento criado. Assim como as encos tas, os barramentos naturais e as barragens são essencialmente instáveis ao longo do tempo.

A implantação de uma barragem desde suas fases iniciais de construção altera profundamente as condições geológicas dos maciços naturais. Estas alterações vão se somando e aumentando progressivamente desde a execução de uma primeira ensecadeira até o enchimento do reservatório. Os principais efeitos que podem ser identificados no meio físico pela construção, destacando-se aqueles relativos aos problemas de percolação d'água, são em seguida, listados. Esta listagem não é limitativa e dá ênfase a aspectos da construção de uma barragem de concreto em maciço rochoso. Por outro lado, não há preocupação em se apontar relações de causa e efeito entre os fenômenos listados.

- Construção de ensecadeira e/ou desvio do rio

- alteração local do nível de base do rio
- alteração das forças erosivas do rio
- alteração dos gradientes de percolação d'água nos maciços saturados

- Escavação

- rupturas do maciço (explosivos)
- alívio de tensões
- criação e abertura de fraturas
- aumento localizado da permeabilidade
- alteração de gradientes hidráulicos e no fluxo d'água
- queda das pressões hidrostáticas
- erosões internas ("piping")

- Concretagem

- carregamento do maciço e aumento de tensões
- fechamento de fraturas
- diminuição local da permeabilidade
- alteração dos gradientes hidráulicos e no fluxo d'água
- aumento das pressões hidrostáticas

- Enchimento do reservatório

- inundação de maciços não saturados
- alteração do nível de base regional
- atenuação do processo erosivo do rio
- preponderância dos processos de sedimentação no lago formado
- empuxo da água na barragem e sua transmissão para as fundações e apoios
- redistribuição de tensões
- aparecimento de tensões de tração e concentração de tensões de compressão
- criação, abertura e fechamento de fraturas
- rearranjo da permeabilidade do maciço de fundação e apoio da barragem
- aumento violento dos gradientes hidráulicos
- estabelecimento de novas direções de fluxo
- aumento das pressões hidrostáticas e de percolação
- erosões internas ("piping").

Ao contrário dos barramentos naturais ou encostas, as barragens são construídas por materiais selecionados e dispostos de maneira organizada, com dispositivos de vedação e drenagem, elementos de descarga de cheias, etc, de maneira a criar condições as mais favoráveis possíveis para sua estabilidade. Contudo, os maciços naturais permanecem como fundações ou apoios como ocorriam anteriormente na natureza. Não foram nem selecionados (exceto por ocasião dos estudos da escolha de eixos alternativos) nem organizados (exceto pela sua eliminação parcial nas escavações ou pelos tratamentos usuais de vedação e drenagem). São que agora submetidos a condições mais drásticas de tensões e percolação d'água.

Tais considerações adquirem significativa importância ao se

examinar a estatística de causas de acidentes em barragens. Um levantamento efetuado em 1764 barragens acidentadas, citado por MELLO (1966) apontava 40% das causas como sendo de ordem geológica e 20% de ordem hidrológica (deficiência de vertedores). O autor, destacando estes dois tipos de causas como os principais no comportamento da natureza, ressalta o primeiro, não só por ser responsável por um maior número de acidentes, mas por exigir o conhecimento da evolução geológica local e de seu estado de equilíbrio atual, sujeito à interferência humana.

Nos itens seguintes são analisadas as principais relações entre o meio físico, tomando apenas no âmbito das fundações, e a barragem. Contudo, dada a amplitude do tema e retomando-se o campo de estudo da dissertação, restringe-se a análise para os casos de barragens de concreto em maciços rochosos. Em relação às barragens de concreto serão tomados seus dois tipos principais de gravidade e arco e, em relação aos maciços rochosos, consideram-se aqueles em que a porosidade de fraturas é preponderante.

VI.1. - A percolação d'água e a estabilidade das barragens

Em barragens do tipo gravidade o equilíbrio é limitado seja pela possibilidade de deslizamento sobre a fundação, seja por basculamento em torno de seu pé de jusante. Num e noutro caso as condições de equilíbrio são agravadas pela atuação das subpressões. A denominação *subpressão* foi dada por Levy em 1895 para explicar o acidente da barragem de Bouzey (MARY, 1965): pressões hidrostáticas que atuam de baixo para cima em planos determinados da estrutura da barragem (descontinuidades da concretagem, por exemplo) ou na superfície de contato concreto x rocha ou ainda em descontinuidades das fundações. Assim, além do empuxo d'água do reservatório no paramento de montante da barragem, o cálculo da estrutura deve levar em

conta as subpressões como esforços instabilizadoras. Contra elas a barragem do tipo gravidade contrapõe essencialmente o peso da estrutura, como o próprio nome indica. O esboço a da figura 15 apresenta esquematicamente a disposição das forças em jogo.

Em barragens do tipo arco os empuxos da estrutura nas fundações são de tal grandeza e as áreas passíveis de serem submetidas às subpressões sob a barragem são tão estreitas que é a zona imediatamente a jusante, livre dos empuxos da barragem, a mais delicada aos efeitos da percolação d'água. O esboço b da figura 15 apresenta esquematicamente esta situação.

VI.2. - Tensões induzidas nos maciços pelas barragens

As tensões induzidas nos maciços de fundação e apoio de barragens resultam da aplicação das seguintes forças principais: peso da barragem e força resultante do empuxo d'água do reservatório. Para uma mesma altura, as tensões induzidas por uma barragem arco são bastante superiores às de uma barragem do tipo gravidade. Isto se deve não só ao fato da largura da base da barragem arco ser muito menor, mas sobretudo devido ao efeito de arco, próprio daquele tipo de barragem.

Contudo, as tensões induzidas nos maciços de apoio não dependem exclusivamente destas forças mas das características mecânicas desses maciços. De fato, os métodos de cálculo das tensões levam necessariamente em conta a influência combinada da estrutura sobre as fundações e das fundações sobre as estruturas.

Assim, para se analisar as tensões induzidas nos maciços é importante relembrar algumas propriedades e comportamentos dos

- E - Empuxo d'água do reservatório
- P - Peso da barragem
- S - Subpressão
- R - Empuxo da barragem arco
- H - Força de escoamento ou ação hidrodinâmica da água em escoamento

Figura 15 - Esquema dos principais esforços em jogo nas barragens do tipo gravidade (a) e arco (b).

meios fraturados, anteriormente apresentados (item V.3):

- a. - as propriedades e comportamentos dos meios descontínuos dependem essencialmente das características das fraturas: sua orientação, frequência, abertura, preenchimento, etc. Estas características dependem em última análise da natureza da rocha (gênese), de sua história tectônica e de sua evolução geomorfológica recente. Assim, são essencialmente as fraturas que comandam e condicionam todas as propriedades e comportamentos dos maciços rochosos.
- b. - ao contrário dos meios contínuos, os meios fraturados possibilitam a propagação das tensões a grandes profundidades além de permitirem altas concentrações de tensão.
- c. - os meios fraturados têm baixa resistência à tração.
- d. - os meios fraturados são extremamente sensíveis às tensões.

As considerações que se seguem foram de propósito levadas a condições extremas de maneira a caracterizar de maneira clara o comportamento hidrogeotécnico de maciços fraturados sob ação das solicitações das barragens. Tais condições, no entanto, podem efetivamente ocorrer, sobretudo em maciços finamente fraturados, como demonstram os exemplos citados a seguir.

As tensões induzidas pelas barragens nos maciços de apoio provocam o aparecimento de zonas de tração e de compressão. Nas barragens do tipo arco estas zonas são definidas pela posição do arco ativo que se prolonga pelos apoios rochosos (VARLET, 1966). À montante, a zona de tração pode provocar o aparecimento de fraturas e a abertura das pré-existentes permitindo uma intensa percolação d'água. Ao contrário, à jusante ocorre o fenômeno inverso, provocando o fechamento das fraturas. Tudo se passa como se o maciço adquirisse uma nova distribuição de permeabilidades, introduzindo heterogeneide

dades e anisotropias anteriormente inexistentes. A figura 16 apresenta esquematicamente a distribuição das zonas de tração e compressão nas barragens do tipo arco. Contudo, em casos excepcionais, a zona de tração pode permitir o desenvolvimento de verdadeiras fraturas abertas ou fendas de tração. O fenômeno parece estar, sem dúvida alguma, entre as causas do rompimento das fundações de Malpasset. A foto da figura 17 mostra a existência de uma fenda na ombreira direita, e que pode ser seguida até a ombreira esquerda, paralelamente ao pé de montante da barragem.

Nas barragens do tipo gravidade o fenômeno também ocorre porém com intensidade bastante inferior. Com efeito, os cálculos de tensões demonstram esse fato. Contudo, algumas barragens adequadamente instrumentadas, mostram um comportamento no mínimo qualitativamente semelhante. Deve-se considerar que o aparecimento de tensões elevadas e das zonas de tração e compressão com maior ou menor contraste não depende exclusivamente das forças aplicadas mas das características de fraturamento do maciço de apoio. Assim é que, mesmo em casos em que se tem constatado uma certa inclinação de barragens de gravidade para montante, devido condições geológicas particulares e ao peso da água do reservatório, verificou-se o aparecimento de fissuras na zona de montante. É o caso da barragem de Bratsk na URSS (TIZDEL, 1970).

São evidentes os efeitos que tais tensões induzem no escoamento d'água pelas fraturas. A abertura das fraturas na zona de tração de montante provoca um incremento localizado da permeabilidade original do maciço. Ao contrário, à jusante, na zona de compressão, o seu fechamento provoca uma redução daquela permeabilidade. O contraste de permeabilidades assim criado condiciona o escoamento da água: abrindo fraturas e portanto "drenando" a montante e fechando-as, portanto "vedando-as" a jusante. Criadas estas condições, o fluxo da água se faz de tal forma que desenvolve pres

- R - Resultante do empuxo da barragem nas fundações
- (1) - Zona de tração - abertura de fraturas - "drenagem"
- (2) - Zona de compressão - fechamento de fraturas - "vedação"

Figura 16 - Esquema da distribuição de zonas de tensão nos maciços sob barragens do tipo gravidade (a) e arco (b).

Figura 17 - Foto da ombreira direita da barragem de Malpasset (09/04/71). Observa-se a fenda de tração no pé de montante do arco. Esta fenda prolonga-se até a ombreira esquerda.

sões hidrostáticas perigosas, para a estabilidade das fundações. A figura 18 retoma o exemplo de Malpasset onde o papel das duas zonas de tensões foi também apontado como uma das causas da ruptura. Contudo, não só as pressões hidrostáticas se desenvolvem perigosamente mas também as forças de percolação que atuam nos contrastes de permeabilidade assim criados. A figura 19 apresenta um estudo de LOUIS (1968) que elucida, com um exemplo, o desenvolvimento destas forças.

SABARLY (1971) apresenta um caso real sobre os efeitos das tensões nas percolações. A figura 20 apresenta uma barragem construída em 1951. Em 1965 alguns furos da cortina de vedação passaram a apresentar vazões altas. Os drenos no pé de jusante apresentavam-se secos. Nessa época foram instalados os piezômetros que passaram a indicar praticamente o nível de montante. Quando abertos, funcionando como drenos, apresentavam uma vazão crescente com a subida do nível do reservatório como mostra a figura 21.

VII. - LEVANTAMENTO HIDROGEOTÉCNICO DE CAMPO

Até recentemente, seja em barragens projetadas no Brasil seja no exterior, os estudos de caracterização hidrogeotécnica "in situ" tem-se limitado aos que resultam a realização sistemática dos ensaios de perda d'água sob pressão.

Atualmente existe contudo uma tendência em aprimorá-los devido, em especial, aos progressos feitos no conhecimento teórico das leis de escoamento em meios fraturados e ao desenvolvimento dos modelos de análise.

Com base neste desenvolvimento tem sido propostas metodolo

- (1) Zona de permeabilidade K_0 (original)
- (2) Zona de permeabilidade de $K_1 < K_0/100$ sob influência das tensões ("Vedação" na foliação do maciço gnáissico)
- (3) Subpressões (de resultante R) = pressão h_i hidrostática total
- (4) Falha

Figura 18 - Subpressões em Malpasset (BELLIER, 1976).

- (a) Dados geométricos e hidráulicos do exemplo considerado
 R - empuxo da barragem   K1 - fraturas principais
 D - descontinuidade aberta   K2 - fraturas secundárias
- (b) K1 de abertura constante   S - força de percolação
- (c) K1 de abertura variável sob ação de R
 S - força de percolação
 (1) zona de trações induzidas pela compressão
 (2) zona de compressão
 (3) zona de tração pura

Figura 19 - Forças de percolação desenvolvidas sob a ação de tensões (LOUIS, 1968).

- (1) Reservatório vazio (2) Reservatório cheio
 F - fratura aberta alimentando os piezômetros
 C - Zona comprimida, "estanque"
 V - Furo da cortina de vedação
 P - Piezômetro
 D - Dreno de jusante

Figura 20 - Efeitos das tensões na percolação (SABARLY, 1971).

Figura 21 - Correlação entre a vazão do dreno e o nível do reservatório (SABARLY, 1974).

gias (embora aplicadas ainda em poucos locais) para uma caracterização hidrogeotécnica mais adequada dos maciços. Tais metodologias propõem a realização dos estudos hidrogeotécnicos segundo três conjuntos principais de pesquisas:

1. - Levantamento de dados de interesse à Hidrogeotecnia (identificação de litologias, levantamentos estruturais).
2. - Ensaio de permeabilidade.
3. - Piezometria.

VII.1. - Levantamento de dados de interesse à Hidrogeotecnia

Este levantamento corresponde às investigações geológicas e geotécnicas dos locais de implantação de barragens cujos resultados são ponderados à luz da caracterização hidrogeotécnica.

Incluem-se neste levantamento portanto a identificação das litologias presentes e de suas características estruturais.

O levantamento estrutural permite definir os principais sistemas de fraturas através de tratamentos estatísticos (diagramas de Schmidt). Além da orientação, outras características são de importancia para a análise hidráulica dos maciços. Para cada sistema de fine-se a intensidade do fraturamento: número de fraturas por metro. Outro parâmetro de definição importante é o grau de extensão ou persistência das fraturas elementares de cada sistema. Ainda ao nível de cada fratura, a abertura, rugosidade e preenchimento, são também parâmetros importantes a serem definidos. De maneira a aperfeiçoar a análise estatística tradicional, no sentido de uma melhor caracterização hidráulica do meio físico, LOUIS (1974) propôs a ponderação dessa análise estatística com os parâmetros importantes para essa caracterização: a extensão, a abertura das fraturas e a vazão pontual (quando em zonas aquíferas). Dessa forma, faz-se ressaltar, na análise estatística, os sistemas de fraturas

mais importantes do ponto de vista hidráulico, ao mesmo tempo em que os sistemas secundários, ainda que compreendendo um número maior de fraturas, acabam por perder peso na análise geral.

O levantamento de todos estes parâmetros estruturais é em geral feito à superfície, através da análise dos afloramentos, ou em subsuperfície através de sondagens, poços e galerias.

Contudo, a obtenção dos parâmetros hidráulicos, especialmente a abertura e a rugosidade das fraturas está sujeita a severas limitações. Por um lado, tais medidas estão sujeitas a erros devido a alterações das fraturas em afloramentos ou perturbações provocadas pelos meios de investigação usados (sondagens, poços e galerias). Por outro lado, tem-se acesso a porções muito restritas do maciço investigado não se podendo dotar tais medidas da representatividade desejada.

Assim, vários autores voltam-se à necessidade de execução dos ensaios de permeabilidade cujos resultados acabam por traduzir globalmente os efeitos dos parâmetros de difícil medida no campo.

Deve-se mencionar a introdução recente da técnica de amostragem integral nas sondagens rotativas por ROCHA (1971) que além de permitir um melhor conhecimento de feições geológicas (FRANCISS e BRITO, 1971) permite obter medidas mais confiáveis de parâmetros hidráulicos de fraturas elementares do que em testemunhos de sondagens convencionais. Com efeito, a realização de sondagens com amostragem integral na barragem de Água Vermelha (CESP) permitiu estimar teoricamente as permeabilidades dos maciços. Contudo, não se prescindiu dos resultados dos ensaios de permeabilidade realizados nas mesmas sondagens, que serviram para corrigir os valores calculados teoricamente (FRANCISS e ROCHA, 1976).

VII.2. - Ensaio de permeabilidade

Embora a determinação da permeabilidade dos meios fraturados possa ser feita através de vários tipos de ensaios, os ensaios mais freqüentemente usados são os denominados de perda d'água sob pressão. Tais ensaios resultam da proposta de LUGEON (1933) que, contudo, tinha objetivos diversos. Originalmente, os ensaios Lugeon correspondiam a um critério simples para diagnosticar a necessidade ou não da realização de cortinas de vedação em barragens. O critério da unidade Lugeon (absorção de 1 L/m/min sob uma pressão de 10 kg/cm^2) correspondia ao limite empírico, além do qual se impunha a execução do tratamento de impermeabilização em fundações de barragens.

No estudo de fundações de barragens brasileiras, o ensaio tem sido sistematicamente realizado nas sondagens rotativas de prospecção segundo metodologia apresentada por OLIVEIRA, SILVA e FERREIRA JR. (1975).

A aplicação dos ensaios de perda d'água sob pressão, para determinação das características hidráulicas dos maciços rochosos, está sujeita a uma série de limitações pois a interpretação normalmente efetuada do ensaio pressupõe :

- que o ensaio tenha sido realizado sob um regime de escoamento laminar;
- que o meio não tenha sofrido nenhuma perturbação;
- que o regime seja permanente;
- que o fluxo d'água seja radial;
- que o meio seja homogêneo, isotrópico e contínuo.

Há basicamente duas linhas principais de pesquisa visando resolver estas limitações. Numa delas os autores procuram interpretar

tar, de forma mais adequada, o fluxo radial que se estabelece nas fraturas, nos ensaios tradicionais. Esta análise tem como base os estudos teóricos desenvolvidos sobre as leis de escoamento em fraturas e os resultados de ensaios de laboratório. Na outra, os autores procuram ir além, aperfeiçoando o ensaio em si.

Constituem exemplos de primeira linha de pesquisa os estudos desenvolvidos por FRANCISS e ROCHA (1970), anteriormente citados. E também os estudos de QUADROS (1981). Nestes estudos, são adotados valores de rugosidade, cuja influência no fluxo d'água foi previamente determinada em laboratório, e são estabelecidas correlações entre as vazões e as cargas efetivas do ensaio e as aberturas das fraturas. Tais correlações são feitas considerando a distribuição dos trechos da fratura em que o regime de fluxo é laminar, transitório e turbulento. Tais estudos constituem um progresso importante para a interpretação adequada dos ensaios tradicionais de perda d'água sob pressão, embora trate-se ainda de uma aproximação em relação ao que efetivamente ocorre nas fraturas ensaiadas "in situ".

Como exemplo da segunda linha de pesquisa, essencialmente vinculada à primeira, pode-se citar a proposta de LOUIS (1970) em se realizar ensaios com uma "sonda hidráulica tripla". O ensaio é mais sofisticado e exige um controle piezométrico em torno do trecho ensaiado. Desconhecem-se contudo casos de aplicação com uso intensivo da nova técnica em locais de barragens.

Outros ensaios, além dos convencionais de perda d'água sob pressão podem ser citados, embora com aplicação menos freqüente: ensaios geofísicos aplicados à Hidrogeotecnia (BOLLO e RIVET, 1968), ensaios de bombeamento e de traçadores (SILVA, ARAÚJO e MONTICELLI, 1978), ensaios de drenabilidade (PEÑA e outros, 1970) e ensaios hidrogeotécnicos globais (OLIVEIRA e CORREA FILHO, 1976).

VII.3. - Piezometria

O levantamento piezométrico dos aquíferos fraturados é fundamental para se completar o quadro hidráulico do maciço. O levantamento de dados estruturais e os resultados dos ensaios de permeabilidade, anteriormente analisados, permitem definir um quadro do maciço, que não é suficiente para a realização dos estudos de previsão do comportamento, assim que o maciço for solicitado por novas condições. A piezometria do maciço estudado deve permitir a definição:

- das condições limites, importantes para o problema hidrogeotécnico colocado: zonas de alimentação e descarga dos aquíferos, fronteiras "impermeáveis", etc;
- das principais redes de fluxo locais através do levantamento das equipotenciais;
- da interrelação dos aquíferos principais que, em geral, apresentam um comportamento confinado nos meios fraturados;
- da relação dos aquíferos com os níveis d'água superficiais, rios, lagos, etc;
- da relação dos aquíferos com as chuvas.

Para a realização desta análise piezométrica é fundamental a caracterização geológica e a análise estrutural prévias do local estudado. Em geral, a análise é efetuada através da instalação de piezômetros, usualmente denominados do tipo *Casagrande*, em furos de sondagens. Dois requisitos principais são reconhecidos na instalação destes piezômetros:

- o trecho de medida não deve perturbar a rede de escoamento;
- o trecho deve ser pontual de maneira a permitir a medida de uma equipotencial.

Tais requisitos indicam a necessidade de se instalar o trecho

de medida de forma objetiva, em caminhos supostamente preferenciais da percolação e com comprimentos suficientemente curtos de maneira a não envolver mais de um aquífero. A figura 25 apresenta um esquema simples de montagem de um piezômetro.

VIII. - ESTUDOS HIDROGEOTÉCNICOS

Os dados hidrogeotécnicos, levantados nos trabalhos de campo, têm sido submetidos a um tratamento pouco conseqüente, na maior parte dos projetos das barragens. São raros os casos em que este tratamento é aprofundado visando a previsão do comportamento dos maciços, quando do enchimento dos reservatórios.

Até a presente data os estudos se limitaram a identificar as zonas mais permeáveis do maciço e quantificá-las em termos de coeficientes de permeabilidade obtidos nos ensaios de perda d'água sob pressão. Assim, o uso destes estudos no projeto se restringe à orientação dos trabalhos de tratamento das fundações, raramente avançando no campo da previsão dos comportamentos.

Esta situação resulta, por um lado, do fato dos projetos fazerem uso de regras empíricas no estabelecimento das subpressões e, por outro lado, do fato dos avanços alcançados nos estudos hidrogeotécnicos serem recentes.

O tratamento mais aprofundado dos dados hidrogeotécnicos tem sido efetuado através de modelos, matemáticos ou físicos. Alguns exemplos são apresentados na tabela 4 .

Contudo, de uma maneira geral, a complexidade dos modelos convencionais não estimula sua utilização freqüente. Objetivando vulgarizar a simulação eletroanalógica, FRANCISS (1969) desenvolveu técnica de execução de modelos utilizando recursos extremamente simples, possibilitando resolver, com rapidez e economia, os mais variados problemas de percolação. O estudo deste autor sobre a barragem de Alqueva

- (1) Trecho de medida
- (2) Trecho vedado

Figura 22 - Esquema de montagem de piezômetro num furo de sondagem.

BARRAGEM	MACIÇO	PRINCIPAIS DADOS DE CAMPO	MODELO DE ANÁLISE	PRINCIPAIS RESULTADOS	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA
Kurobe nº 4	Granito	Ensaio tipo Lu- geon Piezometria	Eletroanalógicos bi e tridimensio- nais	Avaliação dos efeitos da cortina de vedação e da re- de de drenagem Comprovação dos modelos com o enchimento do reservató- rio Orientação de drenagem com- plementar	YOKOTA, 1963
Alqueva (om- breira es- querda)	Com falha importante	Análise estrutu- ral	Eletroanalógico simplificado, tri- dimensional	Diagrama de distribuição de pressões hidrodinâmicas.	FRANCISS, 1970
Grand Mai- son (arco , 200 m de al- tura)	Gnaiss e anfíbolitos	Análise estrutu- ral Ensaio de per- meabilidade Piezometria	Matemático tridi- dimensional	Previsão do comportamento Orientações dos tratamen- tos de vedação e drenagem	LOUIS, 1974
Itaipu (gravidade, 180 m de al- tura)	Basalto	Ensaio de perda d'água sob pres- são	Eletro analógico simplificado, bi- dimensional	Previsão de subpressões e vazões Orientação da drenagem (galeria)	ABRAHÃO, 1978

Tabela 4 - Exemplos de estudos hidrogeotécnicos em modelos

(FRANCISS, 1970) demonstra sua aplicação mesmo em modelos tridimensionais. Finalmente, a mesma técnica foi aplicada a um caso de barragem sobre basaltos por ABRAHÃO (1978). Os dois exemplos estão assinalados na tabela 4.

IX. - TRATAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Como já foi exposto, relembra-se que os "*materiais*" que constituem as fundações não podem ser nem selecionados, nem organizados, como foram os materiais de construção das barragens. No processo de adequar o melhor possível os "*materiais*" naturais de fundação ao equilíbrio desejado do conjunto barragem x fundações destacam-se alguns procedimentos básicos de projeto. Os primeiros procedimentos envolvem a seleção da melhor alternativa do local da barragem. Em seguida as escavações proporcionam a eliminação de porções indesejáveis dos maciços. Finalmente, é usual a aplicação de tratamentos dirigidos para a solução dos problemas impostos pela percolação d'água. Estes tratamentos são basicamente de dois tipos: a vedação e a drenagem. A técnica de vedação mais usual tem sido a injeção de caldas de cimento através de furos dispostos numa ou mais linhas. O dispositivo de vedação assim construído tem sido correntemente denominado de *cortina de vedação*. A técnica de drenagem usual tem sido aplicada através da abertura de furos de pequeno diâmetro dispostos em geral ao longo de uma linha, à jusante da cortina de vedação. O dispositivo assim criado tem sido denominado *rede de drenagem*.

O papel desempenhado pelas cortinas de vedação e redes de drenagem construídas nos meios descontínuos continua atualmente em questão. As controvérsias, que envolvem especialmente as cortinas de vedação, tem dado margem, em congressos, a debates nem sempre profícuos. Embora não seja a única, a principal razão para esse fato deve resultar da grande variedade de meios descontínuos existentes e da dificuldade em se extrapolar os resultados de análises

teóricas para o que realmente acontece na natureza. Cada autor, ao apresentar seu trabalho em congressos, expõe sua experiência própria no assunto, o que significa, em geral, uma limitação importante: são casos específicos e por isso as conclusões obtidas são dificilmente generalizáveis. Os resultados de cada experiência podem evidentemente ser transpostos para outros casos, mas na medida em que seja possível estabelecer termos seguros de comparação. Se tal pressuposto não for "a priori" estabelecido, a consequência inevitável é a provocação de extensos e inócuos debates, de que as sessões técnicas dos congressos estão plenas de exemplos.

Desta forma, evitando incorrer no mesmo erro, procura-se tãosomente estabelecer os conceitos fundamentais do assunto. Em seguida, apresenta-se um breve apanhado histórico do uso dos tratamentos e das principais controvérsias surgidas no meio técnico, de maneira a identificar os principais traços da evolução dos conceitos.

IX.1. - Conceitos fundamentais

No 9º Congresso Internacional de Grandes Barragens, GILG (1967) apresentou um exemplo prático que traduz, de forma elucidativa, os efeitos principais de cada um dos tratamentos: vedação e drenagem. Trata-se do caso da barragem de Isola (Suiça). No maciço de fundação dessa barragem (arco, 45 m de altura e 290 m de comprimento), constituído por gnaisse com fraturas a cada 10 cm, preenchidas por películas de argila de cerca de 1 mm, foi executada uma cortina de vedação. As absorções foram irrisórias. Com o primeiro enchimento do reservatório, verificou-se grandes valores de subpresão (55% em média da carga total) sob a barragem e à jusante, apesar das vazões serem mínimas (26 L/min para os 34 drenos rasos) . Nova injeção (furos de 2 em 2 m com 40 m de profundidade) foi rea

lizada com calda de cimento e as absorções foram ainda menores. Tentou-se então a injeção com resina orgânica (solução de resorcina) verificando-se grandes absorções num ensaio realizado para verificar sua eficiência. No entanto, a realização de uma cortina com esse material não foi justificada dado o alto custo envolvido. Nessa altura, as vazões totais tinham diminuído até os drenos apresentarem saídas d'água gota a gota. No entanto, as subpressões continuavam altas. Decidiu-se então executar uma rede de drenagem com furos profundos (10 a 15 m) com espaçamento de 3 m. *"Conseguiu-se obter, graças a este método, uma importante redução da subpressão sob a barragem e mesmo sua eliminação à jusante"*. A vazão d'água drenada passou a ser de cerca de 70 L/min.

O exemplo descrito reflete, com efeito, um conceito fundamental: as vazões da percolação d'água são diminuídas pelas injeções e aumentadas pela drenagem. No exemplo, as injeções não surtiram qualquer efeito na ação das subpressões, o que nos leva a retomar a análise das controvérsias acerca de papel das cortinas. Com efeito, *no exemplo das fundações da barragem de Isola*, as subpressões não respondem à tentativa de se melhorar a vedação através de mais injeções de calda de cimento. Tal fato não pode ser generalizado e se deve certamente à baixa permeabilidade original do maciço de fundação (absorções de calda desprezíveis) não tendo sido possível criar, através das injeções, um contraste de permeabilidade de tal que provocasse uma perda de carga significativa.

A conclusão da experiência, realizada por Gilg (*"Conseguiu-se obter graças a este método uma importante redução da subpressão sob a barragem e mesmo sua eliminação a jusante"*), permite que se perceba que há 14 anos atrás o autor, e provavelmente uma boa parte do meio técnico, ainda caminhava no sentido de melhor esclarecer o

papel dos dois tratamentos, ao mesmo tempo de efeitos opostos e complementares (se adequadamente aplicados) no controle da percolação d'água das fundações.

O estágio de conhecimento do assunto, naquela época, pode ser ainda caracterizado pela oportunidade aproveitada no mesmo Congresso, por TER MINASSIAN, SABARLY e LONDE (1967) de esclarecer o melhor possível o papel de cada um dos tratamentos. Retomam-se os conceitos fundamentais apresentados por esses autores: a figura 23 mostra a distribuição típica das cargas piezométricas sob ação da vedação e da drenagem. Os autores consideram como premissa um regime permanente e laminar. E expõem os seguintes conceitos fundamentais para qualquer análise do assunto:

- "num maciço homogêneo de permeabilidade K , a vazão depende de K , a velocidade em cada ponto depende de K e da abertura das fraturas, a pressão em cada ponto não depende nem de K , nem da abertura das fraturas".
- "num maciço fraturado heterogêneo, caracterizado por diferentes coeficientes de permeabilidade, a pressão em cada ponto depende dos valores relativos destas permeabilidades, enquanto que as vazões dependem de seus valores absolutos".
- "a vazão de percolação é aumentada pela drenagem e reduzida pela vedação".

Ao se introduzir nos maciços de fundação os tratamentos de vedação e drenagem, cria-se em última análise, heterogeneidades artificiais. Os efeitos destas heterogeneidades, combinados com os referentes às heterogeneidades naturais (litologias, estruturas geológicas e tensões tectônicas) e heterogeneidades mecânicas induzidas (efeito das tensões aplicadas pela barragem nas fundações) condicionarão a distribuição de permeabilidade do meio que, juntamente

H - Carga do reservatório

q - vazão

- a) escoamento natural
- b) cortina de vedação ineficiente
- c) cortina de vedação eficiente
- d) dreno
- e) cortina eficiente mais dreno
- f) dreno mais cortina ineficiente.

Figura 23 - O papel dos tratamentos de fundação (TER MINASSIAN, SA BARLY e LONDE, 1967).

com as condições limites do conjunto obra x meio físico, governarão as redes de fluxo, a distribuição das pressões hidrostáticas e forças de escoamento e as vazões.

Os mesmos autores continuam a análise do problema (figura 23):

- "uma cortina de vedação não reduz apreciavelmente as vazões de percolação e as pressões a jusante senão quando constitui uma zona de espessura notável e de permeabilidade muito menor que a permeabilidade do resto do maciço (casos b e c da figura 23). Nestas condições, toda cortina de vedação suporta a quase totalidade da carga hidrostática de montante. Uma rede de drenagem colocada a jusante seria inútil pois não reduziria essa carga (caso e). Mas, para construir uma cortina de vedação por injeção clássica, é necessário que o maciço seja suficientemente permeável, pois a penetração limitada da calda reduz muito pouco e apenas localmente a permeabilidade natural do terreno. Assim, a cortina seria insuficiente". (caso das fundações da barragem de Isola, exposto anteriormente e caso f da figura 23).

Por outro lado, a drenagem, ao provocar uma redução sensível das subpressões, eleva substancialmente a vazão (ainda o caso das fundações de Isola e os casos d e f da figura 23).

CASAGRANDE (1961) também realiza uma análise de casos hipotéticos que estão reproduzidos na figura 24. Os casos apresentados, embora hipotéticos, tem o mérito de traduzir a devida relevância que o autor dá às feições geológicas das fundações que atuam como condicionantes primordiais do comportamento hidrogeotécnico.

Outro efeito importante da vedação e da drenagem é o produzido nas pressões hidrostáticas e nas de escoamento. Supondo uma cortina de vedação idealmente eficaz seu efeito no escoamento é produzir pressões hidrostáticas dirigidas perpendicularmente à barreira artificial (figura 25). Ao contrário, uma drenagem provoca o

- a) cortina de vedação perfeita
- b) cortina de vedação razoavelmente eficiente, sem drenos
- c) cortina de vedação razoavelmente eficiente, com drenos
- d) drenagem eficiente - nível dos drenos abaixo do nível de jusante
- e) drenagem eficiente - nível dos drenos acima do nível de jusante
- f) drenagem deficiente - drenos com profundidade insuficiente para as condições da rocha.
- g) condições geológicas originam subpressão excessiva - profundidade insuficiente dos drenos.
  - S - subpressões perigosas na base
  - J - juntas abertas
- h) condições geológicas causam pressões intersticiais perigosas na rocha
  - S - subpressões perigosas no estrato permeável
  - B - nenhuma subpressão na base
  - J - juntas abertas
  - F - falha

Figura 24 - Exemplos hipotéticos (CASAGRANDE, 1961).

- 1) Cortina de vedação "perfeita"
- 2) Pressões hidrostáticas e resultante
- 3) Drenagem "perfeita"
- 4) Forças de escoamento e resultante
- 5) Vazão total das infiltrações na fundação

Figura 25 - Comparação esquemática entre os efeitos ideais da vedação (a) e da drenagem (b).

aparecimento de forças de escoamento dirigidas tangencialmente às linhas de fluxo (figura 25b).

A análise acima efetuada foi propositalmente reduzida a uma simplicidade tal que embora não traduza a complexidade dos casos reais, permite compreender alguns conceitos básicos através de formas idealizadas. Sem estes conceitos primários torna-se difícil senão impossível a compreensão daqueles casos.

IX.2. - Um breve apanhado histórico

A tentativa de se esboçar um quadro histórico da aplicação da vedação e drenagem em fundações de barragens, até os dias atuais, é importante na medida em que se tem por objetivo analisar não só a evolução do uso das técnicas em si, mas sobretudo a evolução dos conceitos.

O esboço deste quadro pode ser realizado basicamente através de um levantamento bibliográfico e seleção dos principais trabalhos publicados. Dada a extensão do levantamento proposto e da não disponibilidade de muitos dos trabalhos publicados, o quadro deve ser encarado com reservas por estar provavelmente incompleto. O quadro foi ainda complementado pelo levantamento dos principais acidentes de barragens cujas causas respondiam a fenômenos de percolação d'água nas fundações. Estes acidentes constituem marcos extremamente significativos na evolução dos conceitos e das técnicas de controle das percolações. Ainda outros fatos importantes foram acrescentados.

Segundo GLOSSOP (1960), Bérigny foi o inventor da técnica da injeção de meios naturais, na França em 1802. O acidente da barragem de Bouzey na França em 1895, levou Levy (MARY, 1965) a identificar as subpressões nas bases das barragens como esforços importantes a serem considerados na estabilidade das barragens. Se

gundo CAMBEFORT (1964) o grande desenvolvimento do processo de injeção data do início da fase intensa de construção de grandes barragens na França, entre 1920 e 1930. Em 1933, LUGEON publicou sua famosa obra "*Barrages et Géologie*" onde define o critério de vedação de fundações de barragens, mais tarde conhecido como critério Lugeon, determinado pelo ensaio proposto por ele e que também leva seu nome. Nota-se que o critério Lugeon não foi aceito universalmente, uma vez que nos importantes trabalhos de vedação das fundações de Hoover Dam realizados de 1938 a 1944, o critério utilizado foi o da qualidade de testemunhos obtidos nas sondagens (SIMONDS, 1951). Contudo, os trabalhos realizados surtiram efeito: as vazões que chegaram a atingir 7500 L/min foram reduzidas em cerca de 90% (CASAGRANDE, 1961).

Em 1959 ocorre o acidente de MALPASSET provocado pela ação de subpressões nas fundações (figura 26) com profundas repercussões no meio técnico (OLIVEIRA, 1975). Até então, a atuação das subpressões em profundidade nos maciços tinha sido mais ou menos subestimada. As fundações de Malpasset eram muito pouco permeáveis (os trabalhos de injeção foram abandonados em função dos primeiros resultados, extremamente baixos, de absorções de calda) e não se encontravam drenadas. Segundo LONDE (comunicação verbal em 1971) até 1960, das 600 barragens arco construídas em todo o mundo, apenas duas fundações estavam drenadas, porém localmente, em função de estruturas geológicas particulares.

Esta afirmativa, contudo, é parcialmente contestada por TALOBRE (1967): "*Há muito tempo, os construtores de barragens, preocupados com a segurança de suas obras, prestavam atenção às subpressões, que agem na rocha. Quando do acidente de 1928, a resistência do bloco central da barragem de San-Francis (USA), foi atribuída à presença de furos drenantes destinados a reduzir as subpressões*

nos maciços de fundação. A barragem arco de Publino (Itália), terminada em 1953, as barragens-arco de Chah-Pahlevi (Iran) e Kurobe (Japão) estão munidas de redes de furos drenando a rocha".

A propósito de Malpasset TERZAGHI (1962) afirmou que o acidente serviria "de uma maneira fundamental para descobrir um fator que, no passado, não recebeu a atenção que merecia".

No mesmo ano, 1959, o desastre iminente da barragem de Idbar (Iugoslávia) é interrompido por uma descarga rápida da água do reservatório, através de uma brecha aberta com explosivos. A foto da figura 27 evidencia que as causas devem estar relacionadas com a percolação d'água no maciço de apoio da ombreira direita.

É importante analisar as opiniões relativas a tais acidentes, destacando-se por um lado aqueles que responsabilizam a falta de estudos mais aprofundados das fundações e, por outro, aqueles que ressaltam a ocorrência de fenômenos até então desconhecidos. Embora, uns e outros tenham sua parcela de razão, MELLO (1966) considerando não existir o "conhecimento completo" e, ao contrário, uma contínua evolução dos projetos, destaca a importância de aspectos que se localizam não no comportamento médio dos conjuntos obras x meios físicos mas nos seus comportamentos extremos ao incluir fatores específicos a cada local de barragem.

Em 1961, CASAGRANDE apresenta sua polêmica obra na "First Rankine Lecture": "Control of seepage through foundations and abutments of dams". O autor analisa o comportamento de uma série de barragens do "Tennessee Valley Authority" e do "Bureau of Reclamation". Nas figuras apresentadas em seu trabalho observa-se que os drenos eram relativamente rasos (de 10% a 20% da altura das barragens) quando comparados às cortinas (cerca de 30% da altura das barragens). O próprio autor assinala que até então os drenos não se aprofundavam mais que 12 ou 15 m. É de interesse reproduzir al

Figura 26 - Foto da barragem de Malpasset. Vista de jusante (09/04/71).

Figura 27 - Foto da barragem de Idbar. Início da ruptura da breira direita. (TALOBRE, 1967).

guns trechos de seu trabalho:

"Notei, nos anos recentes, um aumento da crença de que uma cortina de injeções formada por uma única linha de furos, pode ser ineficiente. Engenheiros chefes têm expressado a mim tais opiniões em particular, mas parecem relutantes em manifestá-las publicamente. Parece que temem atacar algo que é tido como dogma religioso, pela maioria, na profissão. Outros encobrem suas dúvidas com declarações tais como: "Consideramos a cortina de injeções muito segura, porém em nossos projetos confiamos apenas na drenagem".

Após comentar que a maioria das publicações dá grande ênfase as cortinas de vedação, prossegue: *"Comparativamente, a discussão sobre os furos de drenagem é geralmente muito breve". "...tenho a impressão de que os drenos são tratados como enteados".*

Realizando uma análise teórica da eficiência de cortinas construídas com uma linha de furos, o autor verifica que pequenos "defeitos" da mesma, implicam numa eficiência extremamente reduzida das cortinas (figura 28). CASAGRANDE complementa esta análise com resultados de auscultação hidráulica e conclui que, na maioria dos casos, essa eficiência raramente excedeu a 30%.

O autor levanta ainda problemas sérios relativos ao controle de percolação através de ombreiras de barragens em arco delgado chegando mesmo a condenar a construção de tal tipo de barragem *"quando as condições geológicas são de caráter tal que não podem assegurar um controle positivo das pressões da água na rocha, a jusante da barragem"*.

As reações aos comentários de Casagrande não se fizeram esperar. E elas vieram sobretudo da Europa, onde a técnica das injeções foi criada e desenvolvida e onde residem importantes escritórios de projeto de barragens em arco (SERAFIM, 1962; CAMBEFORT, 1964).

Em 1967, LONDE e SABARLY compararam a análise teórica da efi

$$E_c = \frac{\ln \operatorname{sen} \frac{\pi W}{2D}}{\ln \operatorname{sen} \frac{\pi W}{2D} - \frac{n\pi B}{4D}}$$

(DACHLER, 1.936)

SIMPLIFICANDO PARA $W/D < 0,1$
(10% DA CORTINA PERMANECE "ABERTA")

$$E_c = \frac{\operatorname{Log} 10 \frac{2D}{\pi W}}{\frac{n}{2.93} \cdot \frac{B}{D} + \operatorname{Log} 10 \frac{2D}{\pi W}}$$

Figura 28 - Eficiência teórica de cortinas imperfeitas (CASAGRANDE, 1961).

ciência de cortinas, realizada por CASAGRANDE para meios contínuos, com outra análise para meios descontínuos. A figura 29 apresenta os resultados da comparação concluindo os autores que, de fato, uma cortina de vedação não teria efeitos apreciáveis sobre a percolação d'água nas fundações, porém desde que as fraturas fossem muito finas.

SABARLY (1969) desenvolveu um extenso trabalho, ponderando as conclusões de CASAGRANDE: "*Les injections et les drainages de fondation de barrages en roches peu permeables*". O autor, analisando um caso teórico de uma barragem fundada em terreno homogêneo e permeável de grande profundidade e tratado por uma cortina de vedação relativamente muito rasa, mostra que mesmo que esta cortina fosse perfeitamente estanque seus efeitos sobre as subpressões e vazões seriam praticamente nulos. Analisa também um caso teórico em que foram realizados tratamentos superficiais de consolidação ou injeções de ligação concreto x rocha em toda a base da barragem. E conclui: "*As tomadas de pressão piezométrica (no contato concreto x rocha) se encontram assim num terreno tratado de maneira mais ou menos homogênea e, neste terreno tratado, não há nenhuma razão para que a cortina de vedação crie uma descontinuidade. Tudo se passa nesta zona como se não houvesse cortina. Mas seria um pouco exagerado concluir que a cortina esteja mal feita e não seja estanque*".

Em 1970, LAA e FRANCO apresentam no 10º Congresso de Grandes Barragens uma comunicação a respeito do comportamento das fundações de algumas barragens espanholas sem cortina de vedação. As barragens analisadas se encontravam na época em construção ou tinham sido colocadas em operação desde 4 anos até um ano atrás. Após considerarem o comportamento satisfatório das barragens observadas, propõem a revisão do critério Lugeon, sugerindo adotar não

- 1) Meio poroso - cortina delgada (CASAGRANDE, 1961): Veja figura 28.
  - 2) Meio fraturado - 10 fraturas
    - A - 1 fratura aberta - 9 fechadas
    - B - 4 fraturas abertas - 6 fechadas
    - C - 8 fraturas abertas - 2 fechadas
- E - Eficiência da cortina
 q - Vazão anterior à injeção
 q_i - Vazão após a injeção
 W/D - Coeficiente de abertura

Figura 29 - Análise teórica da eficiência de cortinas (LONDE e SBARLY, 1967)-

10, mas 6 kg/cm^2 de pressão nos ensaios, de maneira a evitar a abertura das fraturas ("claquage"). Sugerem ainda que seja sempre examinada a possibilidade de se evitar a cortina convencional de injeções, ao longo de todo o perímetro da barragem, executada previamente ao enchimento do reservatório.

Existem ainda numerosos outros trabalhos apresentados em Congressos, cujo exame permitiria completar este breve apanhado histórico. Contudo, as linhas gerais da evolução das técnicas de vedação e drenagem, parecem estar aproximadamente traçadas. Uma destas linhas que parece estar bem clara é que, após o uso sistemático das cortinas até a década de 60, paralelamente à consideração do papel subestimado dos drenos, o meio técnico sofreu uma revolução dos conceitos em voga, passando a reavaliar mais detidamente o papel das duas técnicas de tratamento: vedação e drenagem.

No Brasil, o surto de implantação de grandes barragens de concreto se dá justamente nos anos 60. Estas barragens, na sua quase totalidade do tipo gravidade, foram projetadas por projetistas nacionais. É evidente o impacto, no meio técnico brasileiro das discussões sobre a questão, a nível internacional (os artigos de CÁSAGRANDE e de SABARLY foram traduzidos e divulgados respectivemente 7 e 3 anos após as apresentações originais). Alguns trabalhos publicados por autores nacionais refletem a preocupação em se analisar a questão. A título de exemplo podem ser citados: BOTELHO (1966); CAMARGO (1969) e HSU, RÉ e ONO (1970).

No 2º Congresso Internacional de Geologia de Engenharia, realizado em São Paulo em 1974, os debates na Seção Técnica sobre o Tema VI (Geologia Aplicada a fundações de barragens) mostram que a questão ainda não foi sequer orientada de forma adequada para sua resolução: "*Ontem, um início de controvérsia, amável e antiga, ocorreu não só entre os membros do Painel, como entre certas pes*

soas da sala, sobre a velha história, que não está próxima de um acerto, da injeção e da drenagem nas fundações de barragens e os respectivos papéis destas obras de segurança" (SABARLY, 1974).

De um lado generalizações pouco úteis, de outro, a consideração de que "cada local é um local", e o impasse continua: "No que concerne esta questão dos critérios geológicos que permitam a definição da drenagem de barragens, eu creio que é necessário resumir as intervenções de ontem e de hoje, ressaltando que todos estão de acordo em afirmar que a drenagem traz uma segurança às obras, segurança esta que não é dada pelas injeções. Além disso, à questão colocada: existem critérios geológicos para a definição de uma rede de drenagem?, não houve ontem nem hoje respostas positivas.... Eu espero, de minha parte, que se nós nos encontramos num vazio atualmente, quando de nosso próximo congresso daqui a quatro anos, possamos responder mais positivamente que hoje" (BORDET, 1974).

MELLO (1974), em sua dissertação de mestrado, destaca a dificuldade em se examinar a questão concluindo que as condições variáveis do meio físico de um lado e, de outro, a grande variabilidade das técnicas de injeção "tornam extremamente difíceis análises teóricas confiáveis de injetabilidade de maciços rochosos" sugerindo assim a realização de ensaios próprios de injeção no campo. Finalmente, levando em conta tais limitações, desaconselha a realização de tentativas de normalização de critérios e procedimentos genéricos para os trabalhos de injeção.

Finalmente cabe ressaltar que, de uma maneira geral, embora os autores tanto nacionais quanto internacionais, sejam unânimes em ressaltar a importância dos condicionantes geológicos na resolução da questão, é comum encontrar-se publicações sem destacar referências mais precisas sobre tais condicionantes. Em geral, as fi

guras que ilustram tais trabalhos, apresentam muito bem a barragem, a posição dos tratamentos e as linhas piezométricas medidas, mas, abaixo das fundações, não se apresentam detalhes, como se o meio natural não existisse.

X. - CONCLUSÕES

Os estudos teóricos das leis que comandam o fluxo d'água nas fraturas, apoiados em ensaios de laboratório, estendem ainda timidamente seus benefícios para a compreensão adequada do comportamento hidrogeotécnico real dos maciços fraturados.

O estudo hidrogeotécnico em modelos, cujo desenvolvimento recente representa um avanço extraordinário e promissor para a análise dos problemas de percolação, apresenta um importante ponto frágil definido por estreita dependência do conhecimento do meio físico natural, objeto da análise, uma vez que o desenvolvimento da caracterização hidrogeotécnica "in situ" dos maciços rochosos não tem acompanhado a evolução dos estudos teóricos do fluxo d'água em fraturas, nem dos modelos de análise.

A prática do projeto de barragens encontra-se ainda distante de um aproveitamento integral dos conhecimentos recentemente alcançados. Os aspectos do projeto, relativos à percolação d'água, como vedação e drenagem, permanecem como assuntos controvertidos. Sustenta esta situação, em boa parte, o desconhecimento do comportamento hidrogeotécnico real dos maciços de fundação e a adoção sistemática de regras de projeto tradicionais para o estabelecimento das hipóteses de subpressão e para a definição dos tratamentos.

2^a P A R T E

PROPOSTA DE METODOLOGIA

I. - INTRODUÇÃO

As conclusões obtidas na 1ª Parte do estudo indicam que os esforços do meio técnico devem ser orientados no sentido de um melhor conhecimento do comportamento hidrogeotécnico dos meios fraturados *in situ* para o projeto de barragens.

O fato da questão localizar-se no conhecimento do meio físico natural, aplicado ao projeto de barragens, indica que a busca dessa orientação deve ter como referencial o conjunto meio físico x barragem. A fundamentação deste referencial exige a adoção de uma base científica que pode ser oferecida pela *Geologia*. Esta proposição poderia parecer supérflua caso não se tivesse observado o estado do conhecimento da questão, conforme foi feito na 1ª Parte e caso não se observe a proposição feita através da curta história da Geologia Aplicada a barragens.

II. - BREVES REFLEXÕES SOBRE A EVOLUÇÃO DA GEOLOGIA APLICADA A BARRAGENS

De uma fase inicial, de importação e adaptação de conhecimento de Geologia de Engenharia, desenvolvida sobretudo por Pichler, no Instituto de Pesquisas Tecnológicas, nos anos 40 e 50, a Geologia Aplicada a barragens alcançou atualmente as condições para seu avanço significativo em termos de novos enfoques metodológicos. Estas condições estão sendo criadas pela consolidação deste ramo do conhecimento aplicado e pelo amadurecimento das equipes que nele vem atuando intensamente desde as décadas de 60 e 70 nos programas de implantação de grandes hidroelétricas no sul e sudeste do país. Com efeito, a experiência é significativa como pode ser avaliada, por exemplo, pelo número de trabalhos publicados em Congressos (GUIDICINI, 1976).

O acúmulo de experiências deu-se pela conquista de espaços de aplicação da Geologia, desde as fases iniciais do projeto até a operação das barragens. Exemplificando, a prospecção geológica de eixos para a barragem de Barra Bonita, rio Tietê, CESP (1957/58) constitui um marco inicial nesta evolução (RUIZ, 1969). Na abertura da 2ª Semana Paulista de Geologia Aplicada em 1970, (RUIZ, 1970) traduzia a importância deste marco considerando que *"ficou claro aos nossos técnicos, responsáveis por aquela obra, que a Geologia Aplicada deveria assumir papel de destaque nos estudos preliminares das grandes barragens que então se iniciavam no estado"*.

Se Barra Bonita constitui um marco para os estudos preliminares, outras barragens vão em seguida representar o segundo salto da Geologia Aplicada na fase do projeto e construção. Nestas fases, onde podem ser destacados os estudos aplicados a Ilha Solteira, rio Paraná (CAMARGO, 1969), a Geologia foi aprofundada, ao nível de grande detalhe, no relacionamento das solicitações das barragens com as características geotécnicas do meio físico.

Finalmente, a Geologia Aplicada galgou a última etapa de implantação de barragens, ao atuar nas barragens em enchimento do reservatório e operação, sobretudo nos anos 70.

A consolidação, no meio técnico, da Geologia de Engenharia foi traduzida pela realização do 2º Congresso Internacional de Geologia de Engenharia no Brasil em 1974, marco significativo em sua história no país.

Referindo-se a esta fase de intensos trabalhos de Geologia em barragens, CAMARGO (1976) assinala que *"para isto, os geólogos passaram a dedicar maior tempo de estudo a disciplinas da Engenharia Civil, tais como mecânica dos solos, resistência dos materiais e materiais de construção, em detrimento da Geologia propriamente dita"*.

Esta evolução exigiu portanto uma profunda especialização do

geólogo em suas atividades junto à Engenharia Civil. Seu trabalho, seguindo a construção das obras, familiarizando-se com as exigências dos projetos de Engenharia Civil e acompanhando o desenvolvimento da Mecânica das Rochas, produziu tendências importantes na forma de enfocar os problemas geotécnicos, o que se traduziu pela aplicação de metodologias de trabalho orientadas preferencialmente para a quantificação das feições e fenômenos geológicos. O exame dos maciços rochosos passava antes por uma ótica dos "Materiais" da Engenharia do que das "Formações" da Geologia. O geólogo aprendeu a identificar as rochas e os maciços segundo regras empíricas tais como grau de alteração, de coerência e de fraturamento. Aprendeu a reduzir os maciços a classes I, II ou III segundo tais características. Enfim, a construir as barragens, com os engenheiros. Procurava-se assim reduzir a distância que separava os trabalhos do geólogo e do engenheiro nos problemas geotécnicos, como foi caracterizada, por exemplo, por KANJI (1970). Em seu relato sobre o tema "Geologia de Barragens" na 2ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, afirmava que "*há duas décadas atrás, as equipes de proje*to de barragens utilizavam esporadicamente o serviço do geólogo, cujo raciocínio era essencialmente qualitativo".

No plano internacional, a evolução da Geologia de Engenharia experimentava tendência semelhante como se pode detectar nas preocupações levantadas por JOHN (1974) ao analisar o 2º Congresso Internacional de Geologia de Engenharia, realizado em São Paulo. Estas preocupações envolviam justamente a tendência do geólogo em se distanciar demasiadamente da própria Geologia e concluía que este deveria estar firmemente embasado nas Ciências Geológicas de maneira a empregar plenamente, em seus trabalhos no campo da Engenharia, todos os métodos do raciocínio geológico.

Em 1975, KANJI, no Informativo nº 2 da ABGE, retomando esta

análise, assinala que a tendência dos geólogos julgarem a essência da Geologia de Engenharia sob um aspecto quantitativo, geraria o risco de subestimar o potencial da Geologia.

Embora seja difícil de precisar o quanto a consolidação da Geologia de Engenharia se deu à custa de uma *perda*, ou melhor, *hibernação* de importantes vínculos com a própria Geologia, é *inegável* que este fato alimentou a orientação de vários trabalhos de Geologia de Engenharia, segundo metodologias mais ou menos *desvinculadas* do raciocínio geológico. A transformação da Associação Paulista em Associação Brasileira, em 1974, com a substituição da *qualificação* da Geologia de *Aplicada* para *de Engenharia* poderia *talvez* ser explicada, pelo menos em parte, por esse contexto. Pode-se relembrar que, na época, eram comuns discussões sobre o papel da Geologia nas obras civis, que refletiam um avanço firme da atuação do geólogo no campo da Engenharia. Desta maneira, embora se *identifique* um certo afastamento da Geologia, o caminho percorrido nesta etapa foi o caminho necessário para a compreensão dos problemas geotécnicos impostos pelas barragens, para a compreensão dos *projetos* e entendimento com os engenheiros-projetistas. Resulta ainda desta etapa um acervo de técnicas, criadas ou adaptadas e testadas nos vários canteiros de obras, que constituem atualmente o *instrumental* básico de trabalho do geólogo de Engenharia.

Enfim, seguramente uma etapa foi vencida e o geólogo tem hoje um papel *apreciável* em todas as obras onde atua. A conquista deste papel e conseqüentemente de uma posição mais *tranquila* junto às equipes de projeto e construção de barragens, aliada a um *significativo* acúmulo de experiências, durante todos estes anos, criou as condições favoráveis para um novo avanço.

Valorizando as conquistas da etapa anterior, a Geologia de Engenharia vem, com efeito, ganhando sua verdadeira dimensão, *recuperando* suas bases científicas na própria Geologia. Segundo CAMARGO

(1976), "passada a fase de afirmação dos geólogos no meio de Engenharia, está sendo iniciado um movimento espontâneo, por parte dos geólogos que participaram dos primeiros passos da Geologia Aplicada, de retorno à ênfase em Geologia". Embora não se situe no campo de barragens, o trabalho de SANTOS (1976): "Por menos ensaios e instrumentações e por uma maior observação da natureza" apresentado no 1º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, reflete de maneira clara as novas tendências.

Nas bases científicas oferecidas pela Geologia ressalta-se o raciocínio próprio a essa ciência caracterizado pela observação dos maciços naturais como *Formações*, com gênese e história geológica definidas e sujeitas a uma certa evolução recente, na qual integra-se hoje o trabalho do homem. É o conhecimento do meio físico natural, eminentemente dinâmico, que permite assentar as bases fundamentais para a previsão do comportamento do conjunto obra x meio físico. Partem destas bases quaisquer metodologias de estudo que, lançando mão dos ganhos obtidos pela experiência (conhecimento das solicitações que a barragem exercerá no meio físico e acervo tecnológico disponível para a *quantificação* do meio físico) visem alcançar essa previsão. De fato, a Geologia de Engenharia se realiza plenamente na previsão desse comportamento, etapa necessária e fundamental à realização dos projetos de Engenharia Civil.

A metodologia a ser proposta aflora destas reflexões e não só reforça as últimas tendências de evolução da Geologia de Engenharia como retoma e aprofunda linhas de estudo de décadas passadas representadas especialmente pelos trabalhos do pioneiro Pichler. Este autor procurava definir diretrizes para os estudos geológicos de barragens baseando-se essencialmente nos diversos condicionantes geológicos impostos por tipos litológicos específicos: basaltos, arenitos, granitos, etc (PICHLER, 1954). Outro exemplo, na mesma linha, é o trabalho de BARBOSA (1954).

III. - A METODOLOGIA PROPOSTA

Sob o enfoque acima descrito, pode-se definir o referencial científico procurado, para uma melhor orientação dos estudos hidrogeotécnicos em barragens:

MEIO FÍSICO

- As unidades básicas do estudo do meio físico são definidas, em Geologia, como FORMAÇÕES
- As formações trazem em si uma história geológica, traduzida em sua constituição íntima e estruturas.
- As rochas, que constituem as formações, estão submetidas a ações climáticas, no espaço geográfico de suas ocorrências, adquirindo comportamentos hidrogeológicos específicos.

BARRAGEM

- A construção de uma barragem altera drasticamente a evolução recente do meio físico.
- Cada tipo de barragem introduz solicitações específicas ao meio físico.

O referencial científico assim definido, além de constituir um embasamento para as orientações gerais dos estudos hidrogeotécnicos, corresponde à 1ª etapa da Metodologia proposta. O estabelecimento deste referencial, ou o desenvolvimento desta 1ª etapa da metodologia, exige o conhecimento atual da formação e do tipo de

barragem, objetos de estudo, o que pode ser feito por um levantamento da bibliografia e dos trabalhos técnicos disponíveis sobre os dois lados da questão.

A 2ª etapa da metodologia corresponde a um balanço crítico da experiência acumulada em problemas similares. Similaridade esta definida pelo próprio referencial estabelecido na 1ª etapa. Este balanço pode ser realizado através de estudos de síntese dos dados disponíveis das experiências anteriores, ou ensaios tipológicos. É necessário frisar que, embora a realização de tais estudos permita delinear comportamentos médios do conjunto obra x meio físico, tais comportamentos não devem ser encarados dogmaticamente em sua transposição para sistemas similares em novos projetos. Vários autores assinalaram, com efeito, o risco de se negligenciar os efeitos importantes de feições geológicas secundárias em cada local (MELLO, 1966) mesmo desde longa data (TERZAGHI, 1929). A estes poder-se-iam acrescentar os efeitos de detalhes de projeto exigidos por outros condicionantes que não geológicos (hidráulicos, por exemplo). Portanto, esta 2ª etapa, tem o objetivo principal de enriquecer o referencial científico anteriormente estabelecido, para orientar os estudos hidrogeotécnicos.

A proposição de se desenvolver estudos de síntese assim orientados, encontra fundamento na própria necessidade de se acumular adequadamente as experiências em Geologia Aplicada. Com efeito, as formações constituem o referencial mais adequado para o acúmulo dos conhecimentos sobre seus respectivos comportamentos geotécnicos.

Encontra ainda fundamento no diagnóstico sobre o desenvolvimento da Engenharia de barragens no Brasil, realizado por FRANCISS (1972), em seu relato ao VIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, a partir da análise de uma amostragem de trabalhos, nacionais e estrangeiros, publicados de 1920 a 1972. Verificou o autor

que a porcentagem de artigos estrangeiros crescia desde relatos de casos históricos até artigos sobre normas e metodologias de estudo, passando por uma porcentagem intermediária de trabalhos que faziam a síntese de problemas ou apresentavam ensaios tipológicos. Considerou esta distribuição de frequência de artigos um sintoma normal da dinâmica do desenvolvimento tecnológico. Ou seja, numa fase inicial, experiências individuais são relatadas como casos históricos. Em seguida, seria tendência normal que tais experiências viessem a ser discutidas em ensaios tipológicos, desenvolvendo análises comparativas dos métodos e técnicas, utilizadas nos vários casos, sintetizando em seguida, as experiências comuns. Esta revisão crítica só então possibilitaria a definição de normas e metodologias de estudo. O autor constatou, no entanto, que na amostragem de trabalhos brasileiros não havia um número expressivo de estudos de síntese ou ensaios tipológicos, frente aos relatos de casos e às normas. O autor conclui que esta situação anômala deveria provavelmente constituir *"um reflexo de uma transposição acrítica de normas e metodologias vigentes em vários países, às necessidades brasileiras"*. Considerando a quase inexistência de tipologias referentes aos problemas nacionais aponta *"a necessidade de mobilizar esforços objetivando a elaboração de apreciações sintéticas de questões geológicas aplicáveis às condições brasileiras"*.

O esquema abaixo ilustra a metodologia proposta:

É importante frisar que esta metodologia não exige um aperfeiçoamento maior ou uma sofisticação dos meios correntes de investigação *in situ*. Este aperfeiçoamento, que vem se dando ao longo da história da Geologia de Engenharia, encontrará com a aplicação da metodologia, não só um estímulo mas sobretudo as condições mais favoráveis para produzir os melhores frutos.

Este enfoque metodológico não deve ser considerado, contudo, limitado aos estudos hidrogeotécnicos de um local de barragens. Deve-se considerar que mesmo a aplicação das leis teóricas de escoamento requer o estabelecimento de um referencial como o proposto, no sentido de produzir resultados mais adequados à compreensão dos fenômenos tal como ocorrem na natureza.

3ª P A R T E

APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

I. - INTRODUÇÃO

A Geologia Aplicada a barragens, no Brasil, deve uma parte ponderável do seu desenvolvimento aos estudos realizados em várias barragens de gravidade sobre basaltos nas regiões Sul e Sudeste do país. Este fato, que se traduziu num importante acúmulo de experiências, sugere a aplicação da metodologia proposta, aos basaltos da Formação Serra Geral como fundações de barragens do tipo gravidade.

O estudo do sistema *Basaltos Serra Geral x Barragens de Gravidade* tem sido objeto de desenvolvimento por parte de equipes do Instituto de Pesquisas Tecnológicas podendo-se citar OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI (1976) como um dos primeiros trabalhos de síntese sobre o tema.

Recentemente foi realizado, sob a mesma ótica, um amplo estudo para a Companhia Energética do Estado de São Paulo S.A. - CESP (IPT - Relatório 12.513 - 1979). A realização deste estudo foi fundamental para o desenvolvimento deste capítulo da dissertação, que se encontra complementado por dados de outras barragens, disponíveis na literatura técnica, e por dados relativos a estudos hidrogeológicos visando a exploração dos recursos hídricos da Bacia do Paraná.

Deve-se ainda considerar que, a existência de uma série de barragens, em projeto e construção (figura 30) nas regiões Sul e Sudeste do país, justifica a escolha efetuada.

Entretanto, adverte-se que não se procurou aprofundar todos aspectos geológicos que estão a seguir levantados, mas ressaltar apenas aqueles que fossem relevantes para os estudos hidrogeotécnicos.

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

Figura 30 - Ocorrência dos derrames basálticos na bacia do Paraná (adaptado de AMARAL e outros, 1965) e principais barragens em operação (o), construção (c) e projeto (p).

II. - OS BASALTOS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL

Visando determinar as características hidrogeológicas principais desta Formação, são desenvolvidos neste capítulo, como primeiro passo, os itens relativos aos aspectos geológicos condicionantes, passando-se, em seguida, necessariamente, por uma identificação dos aspectos climáticos principais, e alguns aspectos geomorfológicos.

Os basaltos se estendem pelo Sul e Sudeste do país numa extensão de cerca de 1 milhão de km² (figura 30) e com uma espessura total que pode ultrapassar os 1.000 m. Os basaltos são constituídos por uma sucessão de derrames de espessura unitária da ordem de alguns metros até algumas dezenas de metros que se encontram, freqüentemente, separados por sedimentos intertrapeanos. Não existem dados sobre a extensão lateral dos derrames unitários.

Formados por derrames de lavas cretáceas, de idade mais freqüente de 140 milhões de anos (AMARAL e outros, 1965), os basaltos constituem a Formação Serra Geral que se encontra, na Bacia Sedimentar do Paraná, cobrindo os arenitos da Formação Botucatu (Triássica) e coberta em parte (São Paulo, Minas, Goiás e Mato Grosso) pelos sedimentos Bauru (Cretáceo superior). Mais ao Sul da Bacia, nos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina e Paraná encontram-se, em geral, aflorantes.

II.1. - Aspectos genéticos

Embora não haja pretensão de se aprofundar a questão, é importante considerar alguns aspectos genéticos dos derrames basálticos e de suas estruturas singenéticas. Esta consideração tem uma importância inegável como embasamento das interpretações dos comportamentos hidrogeológico e hidro

geotécnico dos basaltos, sobretudo quando comparada às gêneses de outras rochas cristalinas, em especial, as ígneas intrusivas.

Os basaltos foram formados por extrusão de lavas, portanto à superfície da crosta. Os eventos de extrusão, intermitentes no tempo e no espaço da Bacia, originaram a superposição de vários derrames, estabelecendo assim o primeiro tipo de descontinuidade: os contatos entre derrames.

O escoamento de cada um dos derrames sobre a superfície, paulatinamente modificado pelo resfriamento, gerou a formação de descontinuidades internas, possivelmente traduzindo as diferentes viscosidades da massa em escoamento, como sugerido por GUIDICINI e CAMPOS (1968).

O resfriamento progressivo da lava originou sistemas de fraturas que, em várias ocorrências, se desenvolveram de forma regular originando estruturas típicas de colunamento.

Não se considerando as estruturas tectônicas, os fenômenos de escoamento e resfriamento à superfície podem, com efeito, ser considerados os principais responsáveis pela gênese das estruturas basálticas. Por outro lado, as rochas ígneas intrusivas, formadas no interior da crosta, apresentam descontinuidades, preponderantemente herdadas de regimes de esforços tectônicos, cujos padrões são ampliados pelo alívio de tensões, que se manifestam à medida que os corpos vão aflorando e sendo descobertos pela ação do intemperismo e da erosão.

Pode-se supor que, a grandes profundidades (várias centenas de metros), onde os basaltos apresentam descontinuidades com aberturas hidrogeologicamente expressivas, as descontinuidades das rochas intrusivas ainda não tenham atingido expressão equivalente, dado que ainda permanecem sujeitas a elevadas tensões. Esta consideração não implica em que não se observem efeitos de alívios de tensões em basaltos. De fato constatou-se em Vol

ta Grande que as escavações permitiram que tais efeitos se pronun-
ciassem na abertura de um contato, anteriormente fechado e no des-
locamento ao longo de "*juntas-falhas*" (BRITO, 1971). Além disso ,
alguns aspectos geomorfológicos ressaltam estes efeitos (veja item
II.5 a seguir).

A gênese de outras estruturas basálticos foi considerada em
trabalhos tais como LEINZ (1949), GUIDICINI e CAMPOS (1969) e
OLIVEIRA (1969).

II.2. - Constituição litológica dos derrames

Cada derrame unitário tem uma espessura variável, com valo-
res entre 5 e até 100 m.

Em geral, em cada um pode-se caracterizar uma certa "estrati-
ficação", definida por uma alternância textural: os basaltos vesi-
culares (ou amigdaloidais) e os compactos. Aqueles ocorrem prefe-
rencialmente nas bordas do derrame, topo e base, sobretudo no topo
(figura 31). O basalto compacto constitui a maior porção do mesmo,
sob um topo vesicular (figuras 32 e 33). Esta "estratificação", fica
acentuada no pacote de derrames basálticos pela presença de areni-
tos ou siltitos intertrapeanos, que ocorrem em vários graus de coe-
rência ou compacidade: desde totalmente friáveis até extremamente
resistentes (silicificados).

Finalmente, deve-se notar a presença de corpos litológicos, em alguns der-
rames, formados por blocos de basalto, em geral vesicular, imersos em matriz ar-
gilosa, siltosa, arenosa ou calcária, correntemente denominados de brechas. Quan-
do a matriz é constituída por outro basalto, a litologia tem sido conhecida por
lava aglomerática. Tais corpos ocorrem predominantemente nos topos dos derrames.

II.3 - Estruturas principais

No pacote basáltico ressaltam-se, imediatamente, os contatos
entre os diversos derrames que o compõem. Descontinuidades de exten-

- (1) Material intertrapeano eventualmente associado a brechas, sob o contato (c) com o derrame superior.
- (2) Zona do topo - basalto vesicular com fraturamento horizontal predominante ou irregular.
- (3) Zona do núcleo - basalto compacto com fraturamento vertical predominante (diaclasamento colunar). Ocorrência eventual de juntas de grande extensão lateral (j).
- (4) Zona da base - eventualmente vesicular com fraturamento horizontal predominante, acima do contato (c) com o derrame inferior.

Figura 31 - Perfil típico de um derrame basáltico.

Figura 32 - Os dois tipos de basalto: compacto e vesicular (ou a migdaloidal), constituindo respectivamente, em Ilha Solteira, a base do derrame III e o topo do derrame II. Cada um apresenta padrões diferentes de fraturamento (Canal no leito do rio Paraná, 1974).

Figura 33 - Basalto compacto da figura anterior tal como ocorre na soleira do leito do rio Paraná. Observa-se o fraturamento vertical.

são lateral tão grande quanto a própria ocorrência dos derrames, correspondem, em geral, a descontinuidades de grande abertura (de 0,1 a 3 mm, podendo localmente alcançar até 3,0 ou mesmo 10,0cm de abertura). Estas fendas podem se apresentar com ou sem preenchimento argiloso (figura 34).

No interior de cada derrame o fraturamento segue, em geral, um padrão típico, no qual se observa a tendência de suas bordas apresentarem um fraturamento horizontal embora, no topo, este se apresente muito mais irregular. O núcleo apresenta fraturamento preferencialmente vertical (figura 35). As fraturas deste sistema se encontram, na grande maioria dos casos, preenchidas por materiais rígidos que têm sido identificados como sendo argilo-minerais montmoriloníticos (nontronita) e calcita (SANTOS e RUIZ, 1963).

No corpo do derrame destacam-se, com certa frequência, faixas fraturadas de tão grande importância quanto os contatos e que foram denominadas juntas-falhas por GUIDICINI e CAMPOS (1968). Estas descontinuidades, observadas em vários locais de implantação de barragens, podem se estender por várias centenas de metros, acompanhando aproximadamente os contatos e variando desde uma única fenda como em Ibitinga (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1974) até uma faixa extremamente fraturada, cuja espessura pode atingir de 1,0 a 2,0 m. Estas juntas podem apresentar preenchimento calcário e argiloso. Embora em sua maior extensão tenham um comportamento sub-horizontal apresentam, às vezes, bruscas mudanças de direção, mergulhando em direção ao topo ou base dos derrames, no espaço de dezenas de metros (figuras 36 e 37).

Além destas estruturas mais comuns, ocorrem outras que, por vezes, podem adquirir importância significativa no local considerado. São por exemplo, os derrames secundários, ou subderrames, as trinças ou cunhas, tubos, túneis e espiráculos (MOLER e CABRERA, 1976).

Figura 34 - Contato 348 entre dois derrames em Promissão. Vista do muro direito de ligação e escavações para os vertedouros (1969).

Figura 35 - Padrão de fraturamento em basalto compacto do núcleo do derrame principal de Ibitinga.

Figura 36 - Juntas-falhas ou faixas fraturadas na parede da escavação para as tomadas d'água de Ilha Solteira (1969).

Figura 37 - Detalhe de uma junta-falha ou faixa fraturada (tomadas d'água de Ilha Solteira, 1970).

Uma representação esquemática de todas estas feições, juntamente com as já anteriormente citadas, se ocorressem num único derrame hipotético, poderiam ser vistas como na figura 38.

Superimpostos neste quadro geral de estruturas, podem ocorrer zonas fraturadas ou falhamentos regionais, associados ao tectonismo da Bacia do Paraná. Tais fraturas ou falhas, identificadas por LEINZ (1949) como eixos tectônicos, vêm muitas vezes associadas a diques de diabásio e são, em geral, preenchidas por minerais secundários. Nos locais de barragens construídas, contudo, raramente foram identificados falhamentos. Uma das exceções é Salto Santiago (rio Iguaçu). No estado de São Paulo, cujas barragens são objeto de análise mais detida nesta dissertação, não se tem evidência de qualquer perturbação tectônica, embora tenham sido estudadas as "*estruturas circulares*" de Água Vermelha (ARAÚJO e outros, 1977). Sua origem, foi considerada pelos autores como condutos de lava. Estas estruturas, são formadas por várias litologias (basaltos vesiculares, compactos, lavas aglomeráticas, brechas) complexamente distribuídas, e são facilmente identificadas, em superfície, por sua forma circular. Seu papel no quadro hidrogeotécnico é importante pelo fato de cortar em profundidade vários derrames, e portanto suas principais estruturas subhorizontais.

II.4. - Condições climáticas

As características geológicas por si só não determinam as propriedades hidrogeológicas das rochas. Estas serão definidas pela integração daquelas características com os condicionamentos climáticos.

A Bacia do Paraná tem o seu clima definido, predominantemente pelo que se convencionou chamar de Frente Polar, isto é, segundo Monteiro (IBGE, 1963), a faixa planetária de descontinuidade gera

1. - CONTATO ENTRE DERRAMES

Fenda de abertura centimétrica de grande extensão lateral. Pode conter ou não material de preenchimento (em geral argila). Nível principal de percolação d'água. Ocorre em todos os locais.

2. - ZONA DE BASALTO VESICULAR

Zona característica do topo do derrame. Fraturamento irregular. Zona com elevada porosidade vacuolar (fechada). Porosidade efetiva baixa. Ocorre em todos os locais.

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 fraturamento ou melhor, 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 como a calcita. A zona de basalto compacto se comporta como praticamente "impermeável" em relação às estruturas que nela podem ocorrer (juntas-falhas, faixas fraturadas, etc.). Ocorre em todos os locais.

4. - ZONA DA BASE DO DERRAME

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

5. - ZONAS DE BRECHA OU DE LAVA AGLOMERÁTICA

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

6. - SEDIMENTO INTERTRAPEANO

Ocorre entre um e outro derrame, na forma de lentes ou bolsões, com granulção de argila e areia sendo o silte o mais frequente. Graus de compactação ou cimentação (silicificação, em geral) variáveis induzem porosidades também variáveis. Ocorre em vários locais.

7. - FAIXAS FRATURADAS (OU "JUNTAS-FALHAS")

Ocorrem com grande extensão lateral (dezenas a centenas de metros) com atitude 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 a/ou constituir verdadeiras juntas-falhas. Representam, no corpo do derrame, zonas de percolação preferencial. Ocorrem em vários locais.

8. - JUNTA-FALHA ("TIPO IBITINGA")

Estrutura tão importante ou mais que os contatos no quadro geral de descontinuidades dos derrames, ocorre 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. Local: Ibitinga.

9. - DERRAMES 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. Locais: Ilha Solteira, São Simão.

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 brechas. Locais: Volta Grande, Jupia.

11. - TÚNEL, TUBO

Ocorrem na forma de cavidades lineares com dezenas de metros de extensão e diâmetro variável de centimétrico (tubo) e alguns metros (túnel). Locais: Cachoeira Dourada, São Simão.

12. - ESPIRÁCULO

Intrusões irregulares de material clástico. Local: São Simão.

Figura 38 - Derrame hipotético apresentando suas principais feições litológicas e estruturas (Modificado de OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976).

da pelo choque entre os sistemas intertropicais e polares. De maneira simples, pode-se dizer que o comportamento desta Frente nas diversas estações do ano condiciona os diversos climas do Brasil Meridional. Enfim, ela é o principal fenômeno meteorológico da região.

Nos estados mais extremos do sul da região (Rio Grande do Sul, Santa Catarina e parte do Paraná) a influência da Frente se faz sentir durante praticamente todo o ano. Caracteriza-se essa região por um clima subtropical úmido sem estação seca. As precipitações médias chegam a ultrapassar 2.000 mm em várias áreas dessa região (REBOUÇAS, 1976). Nas regiões mais setentrionais da Bacia (norte do Paraná, oeste de São Paulo, sul de Goiás e de Minas Gerais, leste de Mato Grosso) já se define uma estação seca que ocorre no inverno. As precipitações médias anuais vão de 1.000 a 1.600 mm (REBOUÇAS, 1976).

De uma maneira geral, as infiltrações estão garantidas pelas chuvas abundantes que ocorrem na Bacia durante todo o ano, excetuando-se os meses secos das regiões setentrionais. Dado o caráter mesotérmico da região, que leva a uma evaporação limitada por temperaturas não tão altas quanto no resto do país, e tendo em vista que as temperaturas mais elevadas do verão se contrapõem à incidência de maior pluviosidade, Monteiro (em IBGE, 1963) considera a região Sul como a efetivamente mais úmida do país, configurando um quadro oposto ao da região nordestina.

Sob tais condições, a rede hidrográfica é rica, formada por rios perenes, com uma considerável descarga de base, mesmo durante os mais prolongados períodos de estiagem. Segundo REBOUÇAS (1976) este fato indica a presença de importantes fontes de recarga aliadas às boas condições de armazenamento subterrâneo.

As condições climáticas, por outro lado, determinam o desen

volvimento de processos intempéricos com certa predominância da de composição química dos basaltos. Esta alteração se desenvolve em profundidade seguindo sobretudo as principais estruturas dos derrames. Este deve ser o caso das brechas argilosas da Ilha Solteira (argila como produto de alteração) e calcárias lixiviadas de Água Vermelha. É comum encontrar-se produtos de alteração na forma de argilas preenchendo descontinuidades.

II.5. - Aspectos geomorfológicos

O principal aspecto geomorfológico da Bacia está bem ressaltado no bloco diagrama elaborado por AB'SABER (1955) onde a configuração da Bacia em anfiteatro, com as Formações mergulhando em direção ao rio Paranã, tem grande importância no estabelecimento da circulação d'água subterrânea, na escala da Bacia.

Na escala dos aproveitamentos hidroelétricos existem poucas observações coletadas que possam ser correlacionadas a um quadro hidrogeológico natural. Com efeito, são raras as medidas piezométricas em contatos ou juntas do maciço ainda não perturbado pelas escavações, realizadas para a implantação de usinas.

Uma feição geomorfológica de interesse são as cachoeiras, comuns nos rios que atingem os basaltos. Tais feições tem reflexos importantes na circulação d'água no interior dos corpos basálticos não só por constituírem uma forte condição de contorno mas também por representarem um significativo alívio de tensões que permitiu o alargamento das descontinuidades pré-existentes (veja item II.6.5). A influência da cachoeira como condição de contorno foi observada em Água Vermelha onde a carga piezométrica de um dos contatos, medida a montante da cachoeira dos Índios, apresentava-se mais controlada pelo nível d'água de jusante da cachoeira, que pelo nível d'água local (IPT - Relatório 12.513-1979).

GUIDICINI (1972) assinala outro aspecto identificado em locais de barragens como Capivara, Ilha Solteira e Água Vermelha, relativo à configuração das margens. Ombreiras salientes, remanescentes do processo erosivo dos rios, apresentam descontinuidades

mais abertas, favorecendo a ocorrência, de uma maneira geral, de permeabilidades mais elevadas.

Deve-se ainda assinalar a ocorrência eventual de canais pro fundos nos leitos dos rios, como o de Ilha Solteira, que, cortando um ou mais derrames pode alimentar diretamente suas descontinuidades sub-horizontais mais importantes (CAMARGO, 1969).

Finalmente, ressalta-se um dos aspectos geomorfológicos mais importantes, tendo em vista não só a frequência com que ocorre, mas sobretudo suas implicações no comportamento hidrogeotécnico dos basaltos nas escavações e fundações de barragens. Este aspecto cor responde à ocorrência no leito dos rios, de soleiras constituídas por núcleos ou bases de derrames.

Sendo o basalto compacto uma das litologias mais resistentes à erosão, de quantas constituem a Formação Serra Geral, é natu ral que persistam, nos leitos dos rios, restos de núcleos ou bases de derra mes, protegendo litologias menos resistentes, que constituem a zo na do topo dos derrames inferiores. A espessura de ba salto compacto remanescente no leito dos rios é variável: até 4,0 m em Ilha Solteira (figuras 32 e 34); 5,0m em Jupia; 7,0m em Promissão (figura 35); 10,0m em Bar Bonita e Capivara, e 10,0 a 20,0m em Ibitinga. Esta configuração geomorfológica tem grande importância na circulação d'água que se processa no maciço.

II.6. - Características hidráulicas principais

Nos derrames, são as estruturas presentes que se comportam como aquí feros, uma vez que a matriz é praticamente impermeável. O desenho da figura 38 apresenta as várias estruturas condicionantes através das quais ocorre, uma per colação d'água preferencial.

É de interesse analisar individualmente os parâmetros hidráulicos princi pais - porosidade e permeabilidade - para melhor entender o fenômeno da circula ção d'água nos basaltos.

II.6.1. - Tipos de porosidade

É sem dúvida a porosidade de fratura o tipo de porosidade mais importante a ser considerado. Assinala-se a ocorrência de porosidade intersticial praticamente só nos materiais intertrapeanos quando estes se encontram incoerentes. Mesmo a matriz basáltica tem uma porosidade de microfraturas (FARJALLAT, 1975). Ocorre ainda a porosidade do tipo vacuolar nos basaltos vesiculares. Esta porosidade é fechada, ou seja, não apresenta intercomunicações, sendo ainda aqui preponderante a porosidade de fraturas. Identifica-se ainda, nas brechas ou conglomerados basálticos a porosidade de canais. Nestas condições os canais encontram-se caoticamente distribuídos através da matriz, sugerindo que resultam de processos de dissolução ou remoção mecânica dessa matriz, pela percolação d'água.

II.6.2. - Permeabilidade

Nos horizontes mais próximos da rocha sã, são as estruturas relictuais, mais ou menos alteradas, as principais responsáveis pela percolação d'água. Ensaio realizado em vários locais de barragem (Água Vermelha, Capivara e Promissão) assinalam, como tendência a uma maior permeabilidade, a zona do contato da rocha alterada com o topo rochoso sã (GUIDICINI, 1972).

No corpo dos derrames, destacam-se como estruturas muito permeáveis as estruturas horizontais de grande extensão como faixas fraturadas ou juntas-falhas e sobretudo os contatos entre derrames. A permeabilidade destas estruturas tende a ser a mais elevada dentro do derrame; estando em média entre 10^{-1} e 10^{-3} cm/s mas atingindo frequentemente valores tais que, nos ensaios de perda d'água sob pressão, atinge o limite da capacidade de injeção da bomba, casos estes também denominados de "perda total" da vazão da bomba. Em Promissão cerca de 35% de to-

dos ensaios executados nos contatos atingiram estes limites (OLIVEIRA e CORREA, 1976) enquanto que na junta-falha de Ibitinga a frequência destes casos foi de 30% dos ensaios (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970). Ensaios com traçadores realizados em Ilha Solteira assinalam velocidades de percolação para um contato em torno de 10^{-1} com gradientes hidráulicos entre 10^{-2} e 10^{-3} (SANCHEZ, GUIDICINI e SILVA, 1975). Em Promissão, ensaios do mesmo tipo assinalam permeabilidades, de um dos contatos, entre 10 e 100 cm/s (IPT-Relatório 7.164 - 1973).

As estruturas verticais, diáclases de pequena extensão no corpo compacto do derrame tem, em geral, uma permeabilidade inferior a 10^{-5} cm/s. Tem-se observado que o fraturamento da rocha não determina necessariamente a permeabilidade baixa ou alta do maciço. Mais importante é a ausência ou presença de materiais de preenchimento das fraturas. O exemplo típico é o maciço de fundação da barragem de Bariri que, apesar do alto índice de fraturamento, é praticamente impermeável (RUIZ, 1963). Em Ilha Solteira, 646 ensaios de perda d'água sob pressão, realizados no maciço do basalto compacto, apresentaram mais de 80% de seus resultados inferiores a $5 \cdot 10^{-4}$ cm/s e apenas cerca de 3% com perda total da vazão da bomba (GUIDICINI, 1972). O autor considera que estes casos de alta permeabilidade podem corresponder a juntas de grande continuidade que não puderam ser identificadas.

As brechas basálticas apresentam permeabilidades extremamente variáveis dependendo sobretudo do tipo da matriz e do grau de alteração. A brecha basáltica argilosa de Ilha Solteira (uma das mais potentes encontradas nos derrames basálticos de fundação de barragens) submetida a 583 ensaios de permeabilidade, sendo 266 por infiltração e 317 sob pressão, apresentou permeabilidades variáveis conforme mostra a tabela apresentada a seguir.

	PORCENTAGEM DE RESULTADOS NA BRECHA BASÁLTICA DE ILHA SOLTEIRA			
	Impermeáveis	$< 5.10^{-4}$ cm/s	$\geq 5.10^{-4}$ cm/s	"Perda total"
Ensaio de infiltração	27.1	32.3	40.6	-
Ensaio de perda d'água sob pressão	4.4	22.7	62.7	10.2

Tais ensaios envolveram também o basalto vesicular contíguo (GUIDICINI, 1972). As diferenças encontradas entre os resultados dos tipos de ensaios são explicadas pelo autor pela possibilidade de ruptura da matriz argilosa quando os ensaios são realizados sob pressão.

Poucos são os dados existentes sobre a permeabilidade de materiais intertrapeanos. GUIDICINI (1972) apresenta valores entre 10^{-4} e 10^{-5} cm/s para ensaios de permeabilidade em amostras dessa litologia em Jupiá, assinalando que a percolação d'água nos mesmos se dá preferencialmente por fraturas.

As outras estruturas apresentadas na figura 38 (trincas ou cunhas, túneis ou tubos, ect) podem, em certos locais, se constituir em horizontes ou caminhos preferenciais de percolação, mas faltam dados para caracterizá-los quanto à permeabilidade.

De maneira geral, portanto, dada a distribuição espacial das estruturas dos derrames, estes se caracterizam por uma forte anisotropia das permeabilidades. A permeabilidade no sentido horizontal tem se apresentado extremamente mais elevada que a vertical, sendo este um dos aspectos mais significativos dos basaltos quanto à permeabilidade. Estruturas como as "circulares" (Água Vermelha) podem se constituir em exceções. Estas estruturas têm uma permeabilidade horizontal da ordem de 10^{-3} cm/s podendo atingir até 10^{-2} cm/s e uma permeabilidade vertical que embora em geral inferior, pode alcançar localmente os mesmos valores (ARAÚJO e outros, 1977).

A tabela nº 5 apresenta dados de alguns locais de barragens.

BARRAGEM	REF. BIBLIO GRÁFICAS	ESTRUTURA OU ZONA DA BARRAGEM	FEIÇÃO LITOLÓGICA OU DESCONTINUIDADE	VALORES MAIS FREQUENTES DE PERMEABILIDADE EQUIVALENTE	OBSERVAÇÕES
PORTO COLOMBIA	(1)	barragem de terra (margem direita)	basalto compacto basalto vesicular brecha basáltica contatos	$4,7 \times 10^{-4}$ cm/s $1,4 \times 10^{-4}$ cm/s $6,0 \times 10^{-6}$ cm/s $5,1 \times 10^{-4}$ cm/s	—
		barragem de terra (margem esquerda)	basalto compacto basalto vesicular contatos	$1,5 \times 10^{-4}$ cm/s $4,5 \times 10^{-5}$ cm/s $9,0 \times 10^{-4}$ cm/s	
VOLTA GRANDE	(2)	estruturas de concreto	contatos junta-falha	$1,0$ l/min/m/atm $1,0$ a $2,0$ l/min/m/atm	Valor médio $1,0$ l/min/m/atm $\approx 10^{-4}$ cm/s
SALTO OSÓRIO	(3)	barragem de enrocamento	basalto compacto	$1,3$ a $3,6$ l/min/m/atm	Valores de ensaios em furos de cortina de injeção
JUPIÁ	(4)	fundações em geral	não discriminadas	entre $1,6 \times 10^{-3}$ e $3,3 \times 10^{-4}$ cm/s	—
ILHA SOLTEIRA	(5)	estruturas	basalto compacto brecha basáltica	$\leq 5 \times 10^{-4}$ cm/s (*)	(*) com zonas de médio (5×10^{-3} a 5×10^{-4} cm/s) e alta permeabilidade ($> 5 \times 10^{-4}$ cm/s)
	(6)	de concreto	junta-falha	5×10^{-3} cm/s	
	(7)	eclusa	contato	1 a 10 cm/s	
IBITINGA	(8)	estruturas de concreto	basalto compacto contato junta-falha	$\leq 10^{-6}$ cm/s 10^{-4} cm/s $\geq 10^{-2}$ cm/s	—
PROMISSÃO	(9)	estruturas de concreto	basaltos contatos	$\leq 10^{-6}$ cm/s $\geq 10^{-2}$ cm/s	—
A. VERMELHA	(10)	estruturas	basalto	10^{-5} cm/s (*)	(*) $K_v < K_h$
	(11)	de concreto	estrutura circular contato	$K_h = 10^{-3}$ a 10^{-2} cm/s	
	(12)	ombreira esquerda	contato	10^{-1} a 10^{-2} cm/s	

(1) BOURDEAUX e outros (1975)

(2) BRITO (1971)

(3) MARQUES FILHO e outros (1972)

(4) GUIDICINI e USSAMI (1969)

(5) CAMARGO (1969)

(6) NUSKE (1970)

(7) SANCHEZ, GUIDICINI e SILVA (1975)

(8) GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA (1970)

(9) OLIVEIRA e CORREA FILHO (1976)

(10) ARAUJO e outros (1977)

(11) SILVA, ARAUJO e MONTICELI (1978)

(12) BJORNBERG, SANTOS e ZEFES (1980)

Tabela 5 - Valores de permeabilidade obtidos em vários locais de barragens (Modificado de OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976).

II.6.3. - Circulação

Dadas as características acima levantadas, a circulação d'água nas rochas basálticas deve-se efetuar de maneira complexa, seja na escala do derrame ou da Bacia do Paraná.

Na escala da Bacia do Paraná o pacote basáltico assume o papel de confinante da Formação Botucatu e constitui a base impermeável ou substrato hidrogeológico do Arenito Bauru. Nesta escala pode-se considerar como áreas de recarga dos aquíferos basálticos as áreas em que a formação aflora.

Nas áreas cobertas por sedimentos pós-vulcânicos, os aquíferos Bauru podem eventualmente contribuir para a alimentação dos basaltos, sobretudo nas bordas da Bacia. Finalmente, pode-se também considerar como uma possível fonte de recarga as águas do arenito Botucatu, de baixo para cima, propiciada pelo importante artesianismo que ocorre nesse arenito, especialmente nas proximidades do eixo da Bacia.

A alimentação deve ser feita preferencialmente através de contatos aflorantes, juntas-falhas, etc. Em especial, deve-se considerar as faixas fraturadas verticais (eixos tectônicos), falhas e estruturas como as "circulares" de Água Vermelha, alcançando diversos derrames.

Como zonas de descarga pode-se considerar as fontes naturais que ocorrem onde as interfaces solo superficial x rocha e contatos entre derrames são interceptados pela topografia, em encostas ou vales. Em geral, estas fontes são periódicas e algumas vezes intermitentes. O comportamento periódico destas fontes e de alguns poços, pouco profundos, mostra características de uma boa circulação nos basaltos, embora com baixo armazenamento (HAUSMAN, 1966).

Na escala dos derrames , ou dos levantamentos geológicos em eixos de barragens, não existem praticamente dados relativos a zonas locais de carga e descarga dos maciços, quando ainda não perturbados pelas escavações. Constitui exceção Água Vermelha onde as estruturas circulares foram identificadas como importante zona de recarga ou alimentação do contato 315 (veja item IV.1).

No interior dos derrames a circulação se dá de forma essencialmente contínua e concentrada nos contatos e juntas horizontais de grande extensão. Em vários poços perfurados pela Petrobrás, apresentados por REBOUÇAS (1976) foram identificados os contatos como os principais responsáveis por abundante produção de água, até grandes profundidades, da ordem de várias centenas de metros no interior da formação. Os aquíferos que estas estruturas abrigam são mais ou menos independentes, conforme as juntas verticais que os interligam sejam, respectivamente, menos ou mais permeáveis. A execução de ensaios de bombeamento, dotados de observações piezométricas ao redor de poço central, revela nitidamente este comportamento. Os ensaios realizados em Ilha Solteira, com efeito, mostram rebaixamentos imediatos em piezômetros colocados a mais de 100 m de distância (NUSKE, 1970). Assinala ainda o autor casos em que piezômetros, mesmo a 10 m do poço, não apresentam qualquer reação ao bombeamento.

Assim, no interior do pacote, a sequência de derrames basálticos e suas estruturas, definem um sistema de aquíferos confinados, nos contatos e nas juntas sub-horizontais de grande extensão.

II.6.4. - Qualidade da água

Segundo HAUSMAN (1966), não existem particularidades que marquem as propriedades das águas que circulam nos basaltos. Contudo, o autor observa uma tendência maior para águas alcalinas que ácidas e para maiores proporções de ferro que em águas que percolam outras lito-

logias. Águas minerais, por vezes termiais e radioativas, podem ocorrer associadas a estruturas tectônicas.

II.6.5. - Características mecânicas de interesse à Hidrogeotecnia

Os basaltos da Formação Serra Geral têm sido submetidos a ensaios "in situ" e em laboratório, para se determinar suas características mecânicas com vistas aos projetos das barragens. Contudo, como não tem sido feitas correlações entre seus comportamentos mecânicos e hidráulicos torna-se difícil apresentar algo mais que uma análise qualitativa e interpretações sujeitas a confirmação. O mesmo se passa na análise do comportamento das fundações quando do enchimento dos reservatórios, etapa esta que, embora propícia a correlações dessa ordem, tem sido pouco aproveitada nesse sentido.

Esta situação reflete provavelmente o fato de que as principais estruturas condicionantes da percolação nos basaltos não são tão sensíveis a tensões quanto as descontinuidades de maciços finamente fraturados. Com efeito, contatos entre derrames com permeabilidades da ordem de dezenas de cm/s e significativas áreas de contato rocha x rocha, pouco seriam afetados pela construção de uma barragem tendo em conta o contraste com a baixa permeabilidade do restante do maciço. Provavelmente as estruturas basálticas hidraulicamente mais sensíveis sejam as faixas extremamente fraturadas de grande extensão, ou juntas-falhas.

Por outro lado, dadas suas características genéticas, os basaltos não são tão sensíveis ao alívio de tensões quanto as rochas intrusivas. Contudo há autores, como BJORNBERG e MEISMSTH (1975) que apontam o efeito do alívio de tensões como significativo na percolação d'água nos basaltos. Por outro lado, embora haja notícias de deformação de maciços quando submetidos a escavações, interpretadas como resultado do alívio de tensões (BRITO, 1971), não há dados relativos às implicações deste fenômeno nas suas características hidráulicas.

III. - AS BARRAGENS DO TIPO GRAVIDADE

De uma maneira geral, vários aspectos sobre as solicitações impostas pelas barragens aos maciços já foram apresentados na 1ª Parte (Capítulos VI e VII). A apresenta-se agora os aspectos mais importantes de barragens do tipo gravidade, projetadas e construídas sobre basaltos da Formação Serra Geral. Foram relacionadas para tal, pela disponibilidade maior de dados, 7 barragens da CESP, cujas características estão apresentadas na tabela 6. Sua localização pode ser identificada na figura 30, anteriormente apresentada.

III.1. - Projeto

Todas estas barragens tiveram uma concepção de projeto que procurou adaptá-las às condições de meio físico do oeste do estado de São Paulo, das quais pode-se ressaltar a topografia suave, a morfologia aberta dos vales, a disponibilidade de solos para construção das barragens de terra e a presença dos basaltos, como fundação das barragens de concreto, no leito dos rios (figura 39).

As estruturas de concreto, condicionadas pela necessidade de instalação das casas de força e vertedores, são ligadas às barragens de terra por muros de ligação. As casas de força, por exigências hidráulicas, condicionaram profundas escavações nos maciços basálticos.

Envolvendo especificamente o problema da percolação d'água nos maciços de fundação, nos projetos das barragens foram definidas as hipóteses de subpressão e os tratamentos, cortinas de vedação e drenagem.

III.1.1. Hipóteses de subpressão

Admitidas em cada um dos projetos, estas hipóteses resultam da adoção de critérios normalmente aceitos pelo meio técnico e semelhantes aqueles adotados pelo "*Tennessee Valley Authority*" (TVA) e pelo "*US Bureau of Reclamation*" (USBR). Segundo estes critiérios as subpressões, consideradas máximas no pé de montante da barragem (carga total do reservatório) caem até uma certa fração

BARRAGEM	TÉRMINO DA CONSTRUÇÃO	RIO	ALTURA MÁXIMA (m)	CAPACIDADE TOTAL DO RESERVATÓRIO (10 ⁶ m ³)	PROJETISTA	CONSTRUTOR
Barra Bonita	1963	Tietê	45	3 116	Techint	Tenco
Jupiã	1968	Paraná	62	3 680	Themag	Camargo Correa
Ibitinga	1969	Tietê	47	985	Brasconsult	Tenco
Ilha Solteira	1973	Paraná	90	21 200	Themag	Camargo Correa
Promissão	1974	Tietê	59	7 400	Brasconsult	Tenco
Capivara	1978	Paranapanema	61	10 500	Engevix	CBPO
Água Vermelha	1978	Grande	90	11 000	Promon/Themag	Camargo Correa

Tabela 6 - Características principais das barragens analisadas, segundo o Registro Geral do Comitê Brasileiro de Grandes Barragens - Barragens da Companhia Energética de São Paulo S.A.

da diferença entre os níveis de montante e jusante, na altura dos drenos. Desta posição, as subpressões alcançam o nível de jusante. Segundo CASAGRANDE (1961) o valor desta fração foi gradualmente reduzido nos últimos 20 anos e é considerado, atualmente, $1/3$ pelo USBR e $1/4$ pelo TVA. Esta redução sucessiva resultou da contínua observação do comportamento real das subpressões. Desta forma os critérios, aos poucos, deixam de ser conservadores para se ajustar melhor às observações feitas.

Uma vez adotados, portanto, permitem traçar a linha de subpressões, em seções típicas, transversais (modelos bidimensionais) às principais estruturas de concreto da barragem. Nestas seções transversais, a linha do projeto corresponde às subpressões esperadas na base da barragem, ou seja, no contato da rocha com o concreto.

Admite-se que, em planos mais profundos das fundações, estabelece-se uma configuração semelhante de subpressões. Para isto adota-se, como outra regra, a hipótese da existência de fendas verticais de tração, ao longo do pé de montante da barragem, capazes de transmitir a totalidade da carga do reservatório àqueles planos.

Nas barragens sobre basalto, os critérios usados têm sido semelhantes.

Tais critérios, como já foi anteriormente abordado, são puramente geométricos e genéricos, embora fundamentados na experiência de longos anos de observação. Ao serem estabelecidos em seções típicas transversais (modelos bidimensionais) não levam em consideração nenhuma possibilidade de percolação d'água que não seja perpendicular ao eixo da barragem. Enquanto genéricos, não permitem considerar as feições geológicas que ocorrem na fundação.

No entanto, tais critérios se revestem de grande importância uma vez que as subpressões exercem papel significativo na estabilidade das estruturas e portanto no próprio dimensionamento da barra

gem ou seja, no dimensionamento das estruturas de concreto (para a mesma altura da barragem) o que implica em volume de concreto e portanto decisão de ordem técnico-econômica. Contudo, a existência de elevados graus de incerteza no comportamento das percolações (chega-se, por exemplo, a considerar a hipótese de drenos inoperantes) leva a que se adote nos projetos, regras consagradas tradicionalmente. As implicações da adoção destas hipóteses no dimensionamento e portanto no custo da obra, podem ser examinadas por exemplo no trabalho de CRUZ (1976).

Pode-se exemplificar a adoção de hipóteses com Ilha Solteira. Segundo RE (1976) "Os cálculos de estabilidade mostraram que, em apenas um caso, os coeficientes de segurança obtidos não se mantinham acima dos mínimos previamente recomendados; era o caso do cálculo feito para a estabilidade na cota 252.0 da fundação, na condição chamada "catastrófica", ou seja, máximos níveis d'água a montante e jusante (correspondentes à vazão decamilenar) e sistema de drenagem completamente inoperante (diagrama de subpressão total). Para esta condição os coeficientes de segurança, respectivamente para os termos coesão e atrito da envoltória de resistência, resultaram ser 1,98 e 1,2".

Ao analisar barragens sobre condições semelhantes de fundação e destacando detalhes geológicos secundários cujos efeitos podem ser relevantes sobre a estabilidade de barragens, TERZAGHI (1929) conclui que "o simples fato da existência de normas de fundação sobre rocha, em geral relativos à intensidade do empuxo de baixo para cima, independente da estratificação da rocha e independente também, do tipo de tratamento por injeção, indica perigosa tendência de generalização. O efeito conseqüente é uma margem intoleravelmente ampla do fator de segurança das barragens com fundação sobre rocha variando entre pouco mais que a unidade e números elevados".

"Como a maioria dos manuais não chama a atenção dos seus leitores sobre a grande incerteza associada com as regras de projeto,

baseado nesta prática, muitos engenheiros empenhados em projetar barragens, têm um conceito muito exagerado do grau de confiança do método que empregam e, conseqüentemente, qualquer progresso neste campo se acha praticamente paralisado". O autor aponta ainda a saída possível para esse impasse: "O remédio para esta situação indesejável exige o abandono das regras padrões substituindo-as por regras específicas, nas quais devem ser levadas em consideração o tipo de fundação e as características geológicas do local".

Recentemente, CRUZ e SILVA (1978) partindo de um enfoque semelhante ao do presente estudo, ou seja, analisando o comportamento real de barragens de gravidade sobre basaltos, propuseram novos critérios de projeto, que podem ser consideradas "regras específicas" tal como proposto por TERZAGHI (1929). Segundo estes novos critérios, a fração de queda de subpressões acima referida atingiria 1/5. Propuseram ainda uma certa queda nos valores de subpressão ao longo da hipotética fenda de tração. Embora tais propostas constituam um avanço significativo por considerarem essencialmente fundações basálticas, não eliminam totalmente as críticas anteriormente colocadas. Ou seja, os critérios ou regras de projeto, como tais, permanecerão sempre genéricos, por não poderem levar em consideração aspectos específicos tanto do projeto quando das feições basálticas de cada local de barragem, as relações destas feições com a obra, com o reservatório, etc. Além disso, permanecem restritas ao exame bidimensional da questão (seções transversais).

Também recentemente as conclusões do Comitê da ASCE (American Society of Civil Engineeren) apresentadas por RE (1976) sobre subpressão em barragnes de gravidade indicam a necessidade do estudo apurado das condições locais de cada caso, além de afirmarem que as indicações fornecidas não constituem regras a serem aceitas cegamente.

III.1.2. - Os tratamentos

Os tratamentos, cortinas de vedação e drenagem, foram projetados com o intuito de controlar as percolações no sentido de garantir as hipóteses de subpressão admitidas. Alguns projetistas ressaltam no entanto certos papéis dos tratamentos que se complementar_{iam}, segundo os quais a cortina teria basicamente a seu encargo a redução de vazões para os drenos, estes sim implantados para reduzir as subpressões (RE, 1976). Nas barragens analisadas as cortinas de vedação foram projetadas ao longo de todo o perímetro de montante das estruturas de concreto, seguida a poucos metros a jusante pela rede de drenagem. Somente as estruturas das tomadas d'água e casas de força foram envolvidas em todo seu perímetro pelos tratamentos, além da drenagem interna, devido a hipóteses de subpressão mais rígidas.

Assim, a extensão das cortinas de injeção tem resultado proporcional ao comprimento do eixo das barragens, nas estruturas de concreto, conforme a tabela apresentada a seguir.

	COMPRIMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO (A) (m)	PERÍMETRO DA CORTINA (B) (m)	RELAÇÃO (B/A)
Barra Bonita	480	730	1,5
Ibitinga	545	720	1,3
Jupiã	1540	2140	1,4
Promissão	400	626	1,5
Ilha Solteira	1150	2000	1,7
Água Vermelha	620	1540	2,5

Foge um pouco aos valores encontrados, o caso de Água Vermelha

onde os tratamentos cobrem praticamente todo o perímetro das estruturas de concreto.

Ao contrário dos maciços intrusivos nos quais os tratamentos podem ser limitados em profundidade pela distribuição de permeabilidades dos mesmos, o comportamento hidrogeotécnico dos basaltos implica numa certa dificuldade em se definir a profundidade ótima dos tratamentos. Nos basaltos, o aprofundamento excessivo dos tratamentos não só significa um gasto adicional na execução das injeções e drenagem como também resulta, no caso da drenagem, num encarecimento do sistema de esgotamento d'água das galerias, em geral feito por bombeamento.

Nas barragens analisadas os tratamentos foram em geral projetados para interceptar as principais descontinuidades ou litologias problemáticas que ocorriam até certas profundidades. A definição das profundidades a serem alcançadas pelas cortinas de vedação e pela drenagem resultou basicamente das análises de estabilidade efetuadas para cada uma dessas descontinuidades ou litologias problemáticas. Análises semelhantes àquela relatada por RE (1976), apresentada no item anterior, demonstraram ser desnecessário o tratamento de algumas descontinuidades e litologias. Por exemplo, a junta-falha em Ibitinga foi injetada, porém apenas drenada onde foi interceptada pelas escavações, na casa de força. O contato 230 de Ilha Solteira, 20 a 30 m abaixo das fundações, não foi nem injetado, nem drenado. As profundidades de ocorrência destas estruturas eram no entanto compatíveis com as profundidades alcançadas pelos tratamentos em outras barragens, como pode ser visto na tabela 7. Nesta tabela, as profundidades dos tratamentos e das descontinuidades estão referidas à altura do nível d'água (H_{NA}) do reservatório (profundidades I das injeções de vedação, D da drenagem e J das descontinuidades), e com a altura do

Tabela 7 - Relações entre os tratamentos de montante e jusante e os respectivos níveis d'água (AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES, 1978).

ESTRUTURA TIPO	ESTRUTURA BARRAGEM	BARRAGEM	MONTANTE							JUSANTE							IDENTIFICAÇÃO DAS ESTRUT. GEOLÓGICAS
			H _{NA}	I	I/H _{NA}	D	D/H _{NA}	J	J/H _{NA}	h _{NA}	I	I/h _{NA}	J	d/h _{NA}	I	J/h _{NA}	
MUROS DE LIGAÇÃO	Corpo Central	Barra Bonita	30,5	32,0	1,04	22,0	0,72	17,0 42,0	0,56 1,38	12,0	-	-	-	-	17,0 42,0	1,42	Cont.entre derrames Cont.Basalto/Arenito
	MD	Ibitinga	32,3	21,6	0,67	6,6	0,20	9,2 22,0	0,28 0,68	13,8	-	-	-	-	7,4 22,0	0,54 1,60	Junta - Falha Contato
	ME		27,6	21,6	0,78	6,2	0,22	19,8 28,4	0,72 1,03	9,6	-	-	-	-	18,8 28,4	1,96 2,96	Junta - Falha Contato
	HM	Jupiã	22,8	17,7	0,78	8,7	0,38	5,7 10,2 18,7	0,25 0,45 0,82	7,5	-	-	-	-	5,5 10,2 18,7	0,73 1,36 2,49	Contato 252 Zona Extrem. Frat. Contato 239
	MD	Ilha Solteira	54,0	35,0	0,65	35,0	0,65	4,0 45,0	0,07 0,83	24,0	-	-	-	-	-	-	Contato 271 Contato 230
	ME		54,0	35,0	0,65	35,0	0,65	4,0 45,0	0,07 0,83	19,0	-	-	-	-	-	-	Contato 271 Contato 230
	ME	Promissão						6,0 18,0 23,0 33,0	0,19 0,56 0,73 1,05	5,9	-	-	-	-	6,0 18,0 23,0 33,0	1,02 3,05 3,90 5,59	Contato 348 Contato 336 Contato 331 Contato 321
	MD	Água Vermelha	49,3	35,0	0,71	32,0*	0,65	29,0	0,59	0,0	35,0	-	-	-	29,0	-	Contato 305
	ME		51,3	42,0	0,82	42,0	0,82	-	-	1,3	42,0	32,3	-	-	-	-	Estrut. Circular
	V E R T E D O R	VS	Ibitinga	27,1	21,6	0,80	9,0	0,33	15,8 26,0	0,58 0,96	7,6	-	-	-	-	15,8 26,0	2,08 3,42
VS		Jupiã	26,5	18,0	0,68	16,0	0,60	2,0 15,0 26,0	0,08 0,57 0,98	21,0	-	-	-	-	5,0 16,0	0,24 0,76	Contato 252 Contato 239 Contato 228
VF			27,5	17,0	0,62	15,0	0,55	1,0 14,0 25,0	0,04 0,51 0,91	12,5	-	-	13,5	1,08	1,0 13,5 24,5	0,08 1,08 1,96	Contato 252 Contato 239 Contato 228
VS		Ilha Solteira	54,0	35,0	0,65	35,0	0,65	4,0 45,0	0,07 0,83	21,0	-	-	17,0	0,81	-	-	Contato 271 Contato 230
VF		Promissão	31,3	29,0	0,93	35,0	1,12	6,0 18,0 23,0 33,0	0,19 0,56 0,73 1,05	16,9	-	-	16,0	0,95	7,0 12,0 22,0	0,41 0,71 1,30	Contato 348 Contato 336 Contato 331 Contato 321
VS		Capivara	24,0	22,0	0,92	22,0	0,92	6,0 20,0	0,25 0,83	-	-	-	-	-	-	-	Zona Extrem. Frat. Contato 292
VS		Água Vermelha	53,3	40,0	0,75	35,0	0,66	-	-	4,8	43,3	9,02	43,3	9,02	-	-	Estr. Circular
TOMADA D'ÁGUA E CASA DE FORÇA		TA e CF	Ibitinga	30,0	19,0	0,63	11,4	0,38	12,5 29,0	0,42 0,97	23,0	3,2	0,14	8,0	0,34	-	-
	TA e CF	Jupiã	26,5	19,0	0,72	36,0	1,36	2,0 6,5 14,0 26,0	0,08 0,25 0,53 0,98	27,3	17,9	0,66	19,7	0,72	9,7	0,36	Contato 252 Zona Extrem. Frat. Contato 239 Contato 228
	TA e CF	Ilha Solteira	54,0	35,0	0,65	35,0	0,65	4,0 45,0	0,07 0,83	28,0	18,0	0,64	18,0	0,64	-	-	Contato 271 Contato 230
	TA e CF	Promissão						6,0 18,0 23,0	0,19 0,56 0,73						-	-	Contato 348 Contato 336 Contato 331
	TA e CF	Água Vermelha	31,3	34,0	1,09	36,0	1,15	33,0	1,05	21,9	-	-	20,0	0,91	17,0	0,78	Contato 321
	TA e CF		53,3	31,0	0,56	28,0*	0,53	25,0	0,47	32,9	20,5	0,62	20,5	0,62	-	-	Contato 305

* Considerando-se como profundidade final dos drenos, o piso da galeria de drenagem implantada em rocha na cota 307,0m (MD e TA) e 307,0m (V e ME).

Legenda

H_{NA} - altura do nível d'água do reservatório

h_{NA} - altura do nível d'água de jusante

I ou i - profundidade da cortina de injeções

D ou d - profundidade da drenagem

J ou j - profundidade da descontinuidade

nível d'água (h_{NA}) de jusante (profundidades i das injeções de vedação, d da drenagem e j das descontinuidades).

A profundidade das cortinas de montante variou entre cerca de 60 e 100% da altura d'água do reservatório, com valores mais frequentes de 70%. A drenagem foi em geral mais rasa, em relação à profundidade da cortina, nas obras mais antigas (Barra Bonita, Ibitinga e Jupia). A profundidade da drenagem tende a se igualar à da cortina nas obras mais recentes de Ilha Solteira, Capivara e Água Vermelha e a ultrapassá-la em Promissão.

No interior das estruturas da casa de força a drenagem é bastante intensa, compreendendo furos executados a partir das galerias intermediárias e transversais. Cumpre ainda ressaltar o projeto da drenagem superficial constituída por meias-canais dispostas entre o concreto e a rocha, cujos efeitos na drenagem geral das fundações são intensos.

Finalmente, embora não realizadas com o mesmo objetivo das cortinas, as injeções de consolidação, eventualmente projetadas e executadas, acabam por provocar efeitos semelhantes na percolação d'água.

III.2. - Construção

Na fase de construção das barragens podem ser identificadas etapas significativas quanto às suas implicações nas condições hidrogeotécnicas do local. No capítulo VI da 1.^a Parte da dissertação, o assunto já foi abordado, destacando-se, até o enchimento do reservatório, 3 etapas principais: construção de ensecadeiras e desvio do rio, escavações e concretagem.

Numa primeira etapa, a construção das ensecadeiras objetivou basicamente a implantação das estruturas de concreto, através das quais o rio foi desviado em fase posterior (figura 39). No interior da área ensecada foram inicialmente executadas as escavações. A foto da figura 40 apresenta o exemplo de Promissão. São evidentes as implicações destas etapas nas condições locais de percolação. E mesmo regionais, pois

Figura 39 - Barragem de Ibatinga no rio Tietê. Término de construção em 1969. constru

Figura 40 - Escavações na área ensecada de Promissão (1968).

as escavações profundas, realizadas em particular para as casas de força, interceptando um ou mais derrames basálticos, assemelham-se a *poços de escala regional*, provocando a queda das cargas piezométricas até provavelmente, grandes distâncias (várias centenas de metros).

A concretagem (figura 41) introduz novas alterações no quadro hidrogeotécnico, sobretudo pelo fechamento de pontos de saída d'água das descontinuidades interceptadas. Nesta fase é instalada a drenagem superficial pela implantação das meias-canais na superfície de concretagem (figura 42) e sobre descontinuidades importantes interceptadas pela escavação.

Tais alterações sugerem a observação dos principais aquíferos envolvidos, através de medidas de cargas piezométricas e de vazão, de maneira a se definir seus comportamentos. Como se vê, a fase de construção da barragem pode ser considerada como um verdadeiro ensaio, sugerindo seu aproveitamento nesse sentido, uma vez que os resultados obtidos podem ser usados não só para uma melhor adaptação dos tratamentos projetados, mas também para uma previsão mais adequada do comportamento das fundações durante e após o enchimento do reservatório.

É, em geral, durante ou após a concretagem dos blocos da barragem que as injeções (em todas as barragens analisadas, injeções de calda de cimento) para construção das cortinas de vedação, são realizadas. Normalmente, depois das cortinas realizadas é iniciada a perfuração do maciço para implantação da drenagem profunda.

A própria execução destes tratamentos de fundação, se devidamente acompanhados, permite, através da análise de seus resultados um conhecimento complementar (embora a isso não se destinem) do maciço rochoso. Com efeito, as absorções de calda, ao longo do maciço, identificam os condicionantes principais, destacando as estruturas basálticas pelo critério da injetabilidade. A determinação dos

Figura 41 - Fase de concretagem dos blocos na barragem de Ilha Solteira (1974).

Figura 42 - Instalação de meias-canas previamente à concretagem dos blocos na barragem de Ilha Solteira (1973).

níveis d'água nos furos de drenagem, à medida em que são executados e após perfuração final, permite, por outro lado, complementar o conhecimento das características hidrogeotécnicas das fundações com dados numerosos de cargas piezométricas.

III.3. - Enchimento do reservatório e operação

A fase de enchimento do reservatório é preparada anteriormente por um projeto que define não só a velocidade e as etapas com que se deve prosseguir até o nível máximo, mas também pela previsão e instalação correspondente de instrumentos que permitam a auscultação da barragem e suas fundações. Este plano de instrumentação é assim imprescindível para se verificar se o comportamento do sistema obra x fundações é compatível com o projeto realizado e as hipóteses assumidas e, portanto, se o sistema permanece dentro dos limites de segurança definidos.

A importância desta preocupação e a correspondente auscultação do sistema transcende a própria obra. Com efeito, o enchimento do reservatório, sendo considerado um *ensaio em verdadeira grandeza* tem possibilitado, através de uma análise adequada do comportamento do sistema, um contínuo aperfeiçoamento dos projetos.

Nas barragens analisadas a instrumentação refere-se basicamente aos piezômetros, cujas medidas de carga piezométrica associadas às de vazão obtidas nos drenos, permitem caracterizar o comportamento hidrogeotécnico das fundações. Em todas estas barragens os piezômetros foram instalados preferencialmente no contato do concreto com a rocha. Somente em Ibitinga (junta-falha), Promissão (vários contatos), Capivara (contato e zona extremamente fraturada) e Água Vermelha (contato) foram instalados piezômetros em descontinuidades profundas, dentre as barragens analisadas.

IV. - OS BASALTOS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL COMO FUNDAÇÃO DE BARRAGENS DO TIPO GRAVIDADE

Embora restrita a 7 locais de barragens consideradas, a análise da experiência adquirida pode ser levada até a síntese do comportamento hidrogeotécnico dos basaltos, na medida em que seus resultados sejam consistentes frente ao referencial científico, anteriormente estabelecido.

A experiência adquirida envolve os comportamentos hidrogeotécnicos observados, não só durante o enchimento do reservatório e operação, mas também durante a construção e as etapas iniciais de estudos para o projeto.

A observação e caracterização dos comportamentos dependem não só dos fatos e fenômenos observados, mas também dos instrumentos e metodologias de observação o que exige um balanço crítico das técnicas até hoje empregadas.

IV.1. - Etapas de estudos para o projeto

Na fase de investigação dos locais para implantação de barragens foram realizados mapeamentos de superfície e investigações de subsuperfície. As estruturas de concreto, localizando-se nos leitos dos rios, tiveram sua investigação prejudicada pela presença de uma lâmina d'água permanente. Estas investigações foram dirigidas inicialmente no sentido de se compartimentar os maciços, ou seja, delimitar os derrames existentes nos locais. Os mapeamentos de superfície tiveram sua importância relevada pela identificação de estruturas basálticas de importância hidrogeotécnica, que eventualmente afloravam nos leitos dos rios. Pode-se citar, como exemplos, os afloramentos do contato 275 em Ilha Solteira, do 348 em Promissão e das estruturas circulares de Água Vermelha.

As investigações de subsuperfície foram basicamente realizadas através de sondagens rotativas, numa área definida ao longo do eixo da barragem. Após a experiência de Ilha Solteira em que se ressaltou o quanto era indispensável uma recuperação satisfatória de testemunhos (FERREIRA, 1970) ou, em falta, a interpretação geotécnica aceitável das causas dessa falta, as sondagens tem permitido identificar, com relativa facilidade, as estruturas basálticas mais importantes de cada local. O estado atual do equipamento de sondagens atualmente empregado pode ser examinado no trabalho de MONTICELI, GERALDO e SOARES (1978). A identificação de faixas fraturadas de grande extensão depende da persistência com que ocorrem em determinadas cotas, permitindo a correlação entre as sondagens.

Os dados assim obtidos têm permitido compartimentar os maciços, destacando os derrames que os constituem e suas principais estruturas. Em Água Vermelha, obra mais recente, novas técnicas de investigação foram introduzidas: as sondagens com amostragem integral anteriormente relatadas (veja item VII.1 da 1ª Parte) e poço de grande diâmetro, além de uma galeria seguindo o contato 305 e permitindo investigar uma das estruturas circulares (MOURA FILHO e SORREGOTE, 1975). Excetuando-se estas últimas técnicas, as sondagens convencionais e os mapeamentos de superfície não tem permitido senão observações qualitativas sobre parâmetros tais como abertura de fraturas e sua continuidade e rugosidade.

Em geral, os dados hidrogeotécnicos das fundações das barragens se resumem à definição da permeabilidade dos maciços, segundo os resultados dos ensaios de perda d'água sob pressão, realizados sistematicamente nas sondagens rotativas de investigação. No entanto, além de tais ensaios estarem sujeitos a limitações importantes de aplicação (capítulo VII da 1ª Parte), eles, por si sós, não permitem a caracterização hidrodinâmica dos maciços. As limitações mais citadas são: faixa mensurável de permeabilidade normalmente entre 10^{-3} e 10^{-5} cm/s (acima: perda total da vazão da bomba; abaixo: vazão nula); perdas de carga e outros problemas hidráulicos que mascaram a carga efetivamente aplicada; medidas provavelmente feitas em regime transitório (SILVA, ARAUJO e MONTICELI, 1978).

Tendo em vista estas limitações, a aplicação de outras técnicas sempre possibilitou um ganho importante no grau de conhecimento do comportamento hidrogeotécnico do maciço, não só por permitir uma aferição dos resultados obtidos nos ensaios sob pressão, mas sobretudo por possibilitar uma complementação do quadro hidrogeotécnico. Estas outras técnicas são, por exemplo, os ensaios com traçadores e os ensaios de bombeamento, cuja aplicação contudo é pouco frequente.

Exemplos de aplicação de ensaios com traçadores foram anteriormente citados no item II.6.2 (SANCHES, GUIDICINI e SILVA, 1975 e IPT - Relatório 7.164 - 1973). A estes pode-se acrescentar os realizados por OLIVEIRA, SILVA e LIMA (1966) em Barra Bonita, cujos resultados, no entanto, não corresponderam às expectativas iniciais.

Ensaio de bombeamento, além dos executados por NUSKE (1970) e apresentados no item II.5.3, ressaltam-se aqueles executados em Água Vermelha com bombas elétricas submersas em furos de sondagens rotativas. Seus principais resultados foram os seguintes: os ensaios permitem determinar valores de permeabilidade além dos limites de aplicação dos ensaios de perda d'água sob pressão; os ensaios envolvem porções maiores do maciço podendo identificar seus parâmetros hidrodinâmicos, zonas de recarga e outros comportamentos que permitem caracterizar melhor os aquíferos testados (SILVA, ARAÚJO e MONTICELLI, 1978). A figura 43 apresenta esquematicamente a configuração das linhas piezométricas antes e durante o ensaio de bombeamento em Água Vermelha permitindo identificar a estrutura circular como importante zona de recarga.

Quando, no entanto, o maciço a ser ensaiado encontra-se em zonas não saturadas, a determinação das características hidráulicas de suas estruturas não pode ser efetuada senão com a injeção d'água cujos volumes podem ser muitas vezes superiores aos exigidos pelos

Figura 43 - Linhas piezométricas do contato 305 em seção paralela ao eixo da barragem de Água Vermelha (Modificado de SILVA, ARAUJO e MONTICELI, 1978).

ensaios de perda d'água sob pressão. Pode-se citar, como exemplo único, os ensaios realizados na ombreira esquerda de Água Vermelha, os quais foram complementados por ensaios de traçadores com o uso de sal de cloreto de sódio e medidas de condutividade (SILVA, ARAÚJO e MONTICELI, 1978).

A realização destas investigações tem permitido determinar as principais características hidrogeotécnicas dos maciços. Estabelecido este *quadro estático* do maciço, o passo seguinte seria *dinamizá-lo* examinando seu comportamento através de estudo piezométrico.

Contudo, nesta etapa de investigação, apenas Água Vermelha pode ser citada como exemplo de aplicação de tal estudo (IPT - Relatório 12.513 - 1979) no qual evidenciou-se o condicionante, de ordem geomorfológica, constituído pela cachoeira, nas cargas piezométricas medidas (veja item II.5).

IV.2. - Etapa de Construção

Conforme observado anteriormente (item III), esta etapa, que se inicia pela construção de ensecadeiras e escavação do maciço, proporciona uma série de condições propícias ao melhor conhecimento do comportamento hidrogeotécnico.

Primeiramente, as escavações proporcionam condições similares a um ensaio de rebaixamento em grande escala e, durante a concretagem, condições de realização de *ensaios hidrogeotécnicos globais*, a seguir citados.

Nas escavações em maciços basálticos, no leito dos rios, tem-se observado que as infiltrações ocorrem predominantemente através de suas descontinuidades principais (contatos e juntas horizontais de grande extensão). O comportamento típico observado é a saída a bundante de água das descontinuidades tão logo sejam desconfinadas. Em alguns casos ocorre diminuição do fluxo d'água, sendo es ta diminuição reflexo das condições de ocorrência das descontinuidades. As vezes, esta diminuição de fluxo é muito grande, chegando mes mo a sua paralização total. A vazão residual é, nestes casos muito

menor do que a esperada, se são levadas em conta apenas as elevadas permeabilidades e as extensões de tais descontinuidades. Contudo, as observações têm-se mantido num nível qualitativo (OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976) sendo muito raros os casos de simples medidas de vazão colhidas nas escavações e de medidas do rebaixamento das cargas piezométricas provocado por elas. Em geral, a análise do comportamento é somente iniciada com o enchimento do reservatório, através da instrumentação instalada para esse fim. Nas fases anteriores, das barragens analisadas neste trabalho, puderam ser colhidas apenas algumas informações qualitativas ou semi-quantitativas que, apesar de extremamente importantes, não foram suficientemente exploradas para fins de projeto. A título de exemplo:

a. - Ibitinga: medidas piezométricas realizadas na junta-falha, durante as primeiras fases de construção, indicaram certa correlação com as oscilações do nível do rio. Durante o enchimento do reservatório (veja item IV.3), verificou-se alimentação importante da junta na margem direita (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970);

b. - Ilha Solteira: a observação direta das infiltrações nas escavações revelou que a brecha se comportava como praticamente impermeável, enquanto que os ensaios de perda d'água acusavam 40% dos seus resultados superiores a 10^{-2} cm/s (SILVA, 1976);

c. - Promissão: as medidas de vazão num único poço de 27 m² de seção assinalaram 1.000 l/min para o contato 336, durante a fase construtiva. A vazão máxima atingida por este contato, após o enchimento do reservatório, com todo o sistema de drenagem em operação, foi de apenas 400 l/min a mais (OLIVEIRA e CORREIA FILHO, 1976).

Durante a etapa de concretagem contudo, destacam-se os ensaios hidrogeotécnicos globais, executados em Promissão (OLIVEIRA e CORREIA FILHO, 1976) e assim denominados por envolverem praticamente todo

o maciço de fundação e suas principais estruturas. A metodologia de sua execução é resumidamente apresentada a seguir.

Com a escavação realizada para a implantação das estruturas de concreto da barragem de Promissão, alguns aquíferos confinados (contatos entre derrames) foram interceptados. Com a concretagem dos blocos as saídas d'água foram organizadas em pontos localizados. Assim, na etapa da concretagem dispôs-se de meios de controle desses pontos, podendo-se interromper totalmente a drenagem dos aquíferos e observar as respostas piezométricas em piezômetros convenientemente instalados na área. Diversas combinações de drenagem foram então programadas e realizadas, abrindo-se sucessivamente os pontos de saída d'água. A análise dos resultados obtidos permitiu uma ampla caracterização do comportamento hidrogeotécnico de tais contatos, condicionando alterações do projeto de tratamento das fundações.

IV.2.1. - Tratamento das fundações

Examinado pela ótica do comportamento hidrogeotécnico dos maciços basálticos, os tratamentos das fundações realizadas nas barragens apresentam dados de extremo interesse. Estes dados referem-se à execução de tais tratamentos, seja aqueles relativos à análise das absorções de cimento para construção da cortina, seja os obtidos pela análise dos níveis d'água nos drenos sucessivamente abertos.

IV.2.1.1. - Injeções

No trabalho "*Injeções em basalto*", realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas para a Companhia Energética do Estado de São Paulo procedeu-se a um estudo de síntese do assunto cujos resultados principais, abaixo resumidos, foram posteriormente divulgados por AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES (1978).

Para sua realização foi necessário compartimentar os maciços segundo suas litologias e estruturas, de comportamentos distintos quanto às injeções. Desta maneira estruturas litológicas com

comportamentos semelhantes ou diferentes, foram respectivamente, unficadas ou individualizadas. A avaliação das litologias que ocorrem em fundações basálticas levou à caracterização de 5 unidades principais: contatos RC (rocha x concreto); basaltos compactos ou vesiculares, sem ou com fraturamento sem extensão lateral significativa; brechas basálticas, siltitos, arenitos e lavas aglomeráticas; faixas fraturadas com extensão lateral significativa; contatos entre derrames e junta-falha de Ibitinga.

Da mesma forma, porções do maciço de fundação onde foram aplicadas as mesmas técnicas de injeção foram compartimentadas segundo o que se definiu como *procedimento técnico*. A definição desses procedimentos foi baseada nas especificações das Projetistas e os parâmetros adotados para caracterizá-los foram: número de linhas de injeção, espaçamento entre furos, pressões aplicadas, tipos de calda e critérios de recusa de calda (limites de absorção de cada calda e tempo de espera).

Os dados das injeções foram assim tratados tendo como referenciais básicos de um lado os compartimentos geológicos e de outro os procedimentos técnicos.

Os principais resultados da síntese realizada e de interesse ao conhecimento dos comportamentos hidrogeotécnicos estão abaixo relacionados:

a. - A análise da queda das absorções de cimento com as etapas de injeção, em todos os tratamentos efetuados, ressalta que a maior *eficiência*^(*) é antes produto do tipo de estrutura geológica tratada do que

(*) O conceito de *eficiência* das injeções aqui usado é relativo à realização das injeções e definido basicamente pela análise das absorções e de ensaios de perda d'água sob pressão. A eficiência da cortina de vedação, por outro lado, diz respeito à verificação de seus objetivos de controle das percolações o que só pode ser adequadamente feito durante e após o enchimento do reservatório. Assim, deve-se observar que injeções eficientes não promovem necessariamente uma eficiência da cortina.

do procedimento técnico empregado, ou seja, é nas estruturas que apresentam um maior grau de injetabilidade (faixas fraturadas, contatos entre derrames, junta-falha) que se verifica maior eficiência das injeções, independentemente da técnica utilizada.

b. - Os valores residuais de absorção nas estruturas mais injetáveis permaneceram mais elevados que os das camadas basálticas, levando a crer que a permeabilidade daquelas estruturas nunca será inferior à do maciço que as contém. A análise dos ensaios de perda d'água executados durante as injeções reforça estas conclusões.

c. - Absorções médias em quilos de cimento por tipo de estrutura (*):

- contatos entre derrames e junta falha de Ibatinga 130 a 450 kg/furo
- basaltos compacto ou vesicular, brechas e materiais intertrapeanos: 4 a 50 kg/m
- faixas fraturadas com extensão lateral significativa: 15 a 40 kg/m.

d. - O contato RC apresenta absorções preferencialmente condicionadas por feições geológicas, quando os efeitos da escavação são pequenos ou minimizados pelo uso de fogo cuidadoso. Absorções médias de 10 kg/furo ou 30 kg/m.

Outros resultados, relativos aos procedimentos técnicos utilizados, merecem ser apresentados, objetivando documentar a experiência adquirida:

a. - A análise do comportamento de cada estrutura ou litologia injetada sugere que os procedimentos técnicos mais eficazes são os que fazem uso de um maior número de linhas, pressões mais elevadas e de limites de absorções mais elevadas. O uso de argamassa resultou, na

---

(*) Estas absorções foram definidas por kg/furo quando se tratava da injeção de uma descontinuidade específica. No caso de litologias ou faixas fraturadas com espessura significativa, os valores foram definidos por kg/m. Como os trechos de injeção são em geral de 3 m pode-se correlacionar tais valores supondo 3 kg/furo = 1 kg/m.

maioria dos casos, em baixa eficiência.

b. - O número de linhas de injeção mais frequentemente utilizado foi três. Cortinas executadas com uma única linha parecem não produzir a eficiência desejada como verificado em Promissão, onde os ensaios de perda d'água mostraram a necessidade da duplicação da cortina. O espaçamento entre furos mais frequentes foi de 3,0 m. Espaçamentos superiores a este valor não surtiram os efeitos desejados como revelaram ensaios prévios de injeção realizados em Barra Bonita e Ibitinga. O método de perfuração mais utilizado foi o roto-percussivo no diâmetro de 2 1/2".

c. - As caldas utilizadas nas diversas barragens sofreram uma evolução importante propiciada pela série de ensaios realizados nos laboratórios de Ilha Solteira e do IPT (TATAMIYA e outros, 1972). Antes destes ensaios, era prática corrente o uso de caldas ralas, com relação A/C (Água/Cimento) entre 1,0/1,0 e 8,0/1,0. Após aquela série de ensaios introduziu-se o uso de caldas com fator de sedimentação bastante reduzido, de relações A/C entre 0,5/1,0 e 0,7/1,0. Testes de laboratório mostraram as seguintes vantagens na utilização de caldas de pozolana: maior resistência à dissolução, menor permeabilidade além de maior economia no uso de cimento (LEONE e RUIZ, 1970).

d. - As pressões de injeção constituem, das técnicas utilizadas, um dos aspectos menos estudados. Os acréscimos de pressão, por metro de profundidade do obturador, utilizados com maior frequência, foram de 0,12

a $0,25 \text{ kg/cm}^2$, próximos à regra empírica americana ($1 \text{ lb/pol}^2 \cdot \text{pé}$). O uso de pressões mais elevadas aumenta o raio de ação da calda, aumentando a interação entre as etapas de injeção, possibilitando portanto um aumento de eficiência. Não foram verificadas perturbações dos maciços nos casos de uso de pressões mais elevadas.

Finalmente, cumpre assinalar que esse estudo envolveu cerca de 6300 furos, aproximadamente 100 quilômetros de furos injetados cujos dados médios foram os seguintes:

- 400 kg por metro de cortina realizada
- 350 kg por furo ou 20 kg por metro linear de furo injetado.

IV.2.1.2. - Drenagem

A experiência colhida nos trabalhos de drenagem reflete mais de perto o comportamento dos maciços, pois constitui, ao mesmo tempo, um elemento de tratamento e de auscultação, ao longo do tempo.

A drenagem através de um furo tem um raio de ação, ao longo de um plano de descontinuidade importante, de várias dezenas de metros de extensão chegando, muitas vezes, a atingir centenas de metros, dependendo do estado de drenagem e confinamento a que está submetida a descontinuidade. Essa extrema sensibilidade das pressões piezométricas à implantação dos drenos é devida ao caráter confinado dos aquíferos que as descontinuidades de alta permeabilidade constituem. Dados os espaçamentos mais usuais dos drenos (3 a 6 m), a intercomunicação e interdependência dos drenos são a regra geral no sistema de drenagem que atinge as referidas fendas. São os primeiros furos que provocam as maiores quedas de pressão. O efeito dos seguintes torna-se cada vez menor, sugerindo a existência de um limite de drenabilidade.

Individualmente, as vazões dos drenos podem variar em gama bastante vasta, desde secos até mesmo 1000 l/min. Drenos contíguos e intercomunicados apresentam diferenças de vazão da ordem de

algumas centenas de vezes, refletindo significativas variações pontuais na permeabilidade das fendas, que ora estão francamente abertas, ora fechadas por justaposição das paredes da fenda ou, ainda, colmatadas por material de alteração ou precipitação química. A percolação d'água concentrada em canalículos que se distribuem irregularmente nos planos das descontinuidades conforme proposto por SABARLY, PAUTRE e LONDE (1970) pode traduzir tal comportamento.

É comum o sistema de drenagem interceptar duas ou mais descontinuidades provocando uma intercomunicação dos aquíferos sendo que, localmente, uma descontinuidade passa a drenar outras.

IV.2.3. - Ensaio hidrogeotécnico global

Embora tal tipo de ensaio tenha somente sido executado em Promissão, trata-se de uma experiência que pode ser importante na avaliação do comportamento hidrogeotécnico de uma fundação basáltica, durante a etapa de construção da barragem.

Foram dois os ensaios hidrogeotécnicos executados, segundo uma metodologia simples, já apresentada na introdução ao item IV.2. Deve-se contudo observar que a execução destes ensaios requer não só um pleno conhecimento das feições geológicas locais mas sobretudo do relacionamento destas feições com as estruturas de concreto que estão em processo de construção. Exige portanto uma familiaridade permanente com o avanço da obra.

O primeiro ensaio foi realizado com o objetivo de se verificar a possibilidade de afluxo d'água excessivo ao sistema especial de drenagem da eclusa com o enchimento do reservatório. Este sistema foi exigido pelas condições especiais de estabilidade dos blocos da eclusa, geradas pela presença do contato 336 cujo mergulho local era desfavorável a essa estabilidade (figura 44). Os resultados do primeiro ensaio confirmaram, de início, as condições hidrogeotécn

nicas do maciço, apontadas na etapa de estudos para o projeto. Ou seja, os contatos entre os derrames correspondem a fendas sub-horizontais que constituem aquíferos de grande extensão e alta permeabilidade. Os maciços entre as fendas são praticamente impermeáveis, o que confere aos aquíferos um certo confinamento e portanto comportamentos hidrogeotécnicos *independentes*. Em segundo lugar, os resultados mostraram que as modificações introduzidas pela obra provocaram a alteração do fluxo d'água no contato 336, que passou a ser desviado pela margem direita, atingindo o sistema de drenagem da eclusa por jusante. Ensaio com traçadores (corantes) realizados nessa ocasião comprovaram esta hipótese.

Considerando esta situação e temendo que o enchimento do reservatório pudesse provocar um aumento substancial da vazão no sistema, a Projetista optou pela execução de uma cortina de vedação a jusante, envolvendo a eclusa.

O segundo ensaio foi realizado com o objetivo de se verificar a eficiência da cortina de jusante no controle da percolação no contato 336. A figura 45 apresenta o comportamento de alguns pontos de medida de vazões e cargas piezométricas, considerados representativos. Os principais resultados deste ensaio revelaram uma certa eficiência da cortina: constatou-se uma diminuição das vazões de cerca de 30% no sistema de drenagem, e um rebaixamento de mais 1,0 a 2,0m nas cargas piezométricas no interior da eclusa. Fora da eclusa, ao contrário, os efeitos do sistema resultaram mais atenuados.

De maneira geral, os dois ensaios mostraram que as cargas piezométricas e as vazões não viriam a sofrer incremento ponderável com o enchimento do reservatório. Para se assegurar desta conclusão final seria necessário verificar a possível ocorrência de afloramentos dos contatos na área do futuro reservatório. Conhecia-se a existência de afloramentos do contato 348 na margem esquerda e sus

Figura 45 - Resultados do 29º ensaio hidrogeotécnico global na barragem de Promissão (OLIVEIRA CORREA FILHO, 1976).

peitava-se que o mesmo aflorasse no leito do rio. A possibilidade de afloramento do contato 336, no mínimo cerca de 5,0 m abaixo do 348 podia ser considerada remota. Por outro lado, uma possível infiltração franca e direta do reservatório no contato 348 teria uma ação restrita ao muro direito, devendo atingir o contato 336, a principal feição geotécnica das fundações, após atravessar pelo menos 5,0 m do maciço praticamente impermeável, ou seja, a custo de uma perda de carga considerável (OLIVEIRA e CORREA FILHO, 1976).

Pode-se portanto considerar que os ensaios hidrogeotécnicos globais constituem uma técnica de aplicação altamente favorável e ao mesmo tempo simples, para caracterizar o comportamento hidrogeotécnico dos basaltos. No caso de Promissão possibilitaram resultados extremamente valiosos não só para indicação de tratamentos complementares e orientação da instrumentação, mas sobretudo para uma análise da previsão do comportamento futuro das fundações com o enchimento do reservatório.

IV.3. - Enchimento do reservatório e operação

A observação dos drenos (medidas de vazão, análise da água drenada e medidas de nível d'água em drenos não vertentes) e a medida das subpressões através de piezômetros instalados nas fundações, constituem os principais instrumentos de análise do comportamento hidrogeotécnico dos maciços basálticos frente às solicitações impostas pelo enchimento do reservatório e operação da barragem.

A instrumentação usada e a auscultação hidráulica vem permitindo esclarecer uma série de aspectos relativos a esse comportamento.

IV.3.1. - O papel das descontinuidades

As descontinuidades importantes, representadas basicamente pelos contatos e juntas-falhas, por constituírem estruturas de eleva

da permeabilidade abrigando aquíferos confinados, exercem um papel essencialmente drenante nos maciços de fundação. Este papel é tanto mais significativo quanto mais sujeitas à drenagem imposta pela rede de drenos profundos da barragem, e quanto mais isoladas estejam do fundo do reservatório pelos maciços basálticos praticamente impermeáveis.

Este papel pode ser exemplificado na figura 46 que apresenta o enchimento do reservatório e um ano de operação da barragem de Promissão. O enchimento do reservatório praticamente não alterou o quadro hidrogeotécnico geral. Os contatos apresentam um comportamento independente, excetuando o 336 e o 331 por condições impostas pela própria obra (veja item IV.3.2. a seguir). O fechamento de importante dreno (vazão de 1000 l/min) do contato 321 provocou a elevação nítida das cargas piezométricas deste contato sem que, contudo, os demais apresentassem alterações significativas em seus respectivos comportamentos.

Por outro lado, o enchimento do reservatório de Ibitinga provocou a elevação das cargas piezométricas da junta-falha na área da margem esquerda. Do lado direito a situação permaneceu praticamente inalterada (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970) como pode ser observado na figura 47. A elevação das cargas desta descontinuidade, acompanhando o enchimento, sugere a existência, naquela área, de elementos que promoveriam a alimentação da água do reservatório, possivelmente um fraturamento vertical, associado à inflexão local da junta-falha como pode ser visto na seção geológica pelo eixo da barragem (figura 48). Este local é o ponto onde a junta-falha mais se aproxima do leito do rio (cerca de 10 m). Cabe ainda lembrar que, durante a fase construtiva, verificou-se que havia influência das oscilações do nível d'água do rio nas cargas piezométricas da junta. Ainda na figura 47 observa-se a queda significativa de subpressões após a execução de drenagem complementar na

Figura 46 - Acompanhamento hidrogeotécnico do enchimento do reservatório de Promissão (OLIVEIRA e CORREA FILHO, 1976).

OMBREIRA
DIREITA

OMBREIRA
ESQUERDA

- ① NÍVEL PIEZOMÉTRICO ANTERIOR AO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO (1-1-69) - (N.A. DO RIO NA COTA 380,70m)
 ② NÍVEL PIEZOMÉTRICO APÓS O 1º ESTÁGIO DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO (1-3-69) - (N.A. DO RESERVATÓRIO NA COTA 399,80m)
 ③ NÍVEL PIEZOMÉTRICO APÓS O ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO E ABERTURA DOS POÇOS DE ALÍVIO NAS FUNDAÇÕES DA BARRAGEM DE TERRA (31-12-69) - (N.A. DO RESERVATÓRIO NA COTA 403,70m)

Figura 47 - Subpressões da junta-falha de Ibatinga em seção pelo eixo da barragem (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970).

Figura 48 - Seção geológica pelo eixo da barragem de Ibatinga (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970).

barragem de terra.

Como já foi apontado, o papel destas descontinuidades depende não somente de suas propriedades hidráulicas intrínsecas e de sua forma de ocorrência, mas das alterações impostas pela execução da própria obra que, no quadro hidrogeotécnico, nada mais são que condições de contorno. Estas condições são examinadas a seguir.

IV.3.2. - Condições impostas pela interligação das descontinuidades através dos drenos profundos

No muro direito de Promissão a situação das cargas piezométricas nos contatos entre derrames sugere que o contato 348 é drenado, em profundidade pelos contatos 336 e 331 através dos drenos profundos que os interceptam. Esta situação explica o fato das subpressões se manterem abaixo do piso da galeria desta estrutura e portanto a ausência de vazão na galeria de drenagem, apesar de ter sido constatada a ocorrência de afloramentos no reservatório, do contato mais superficial. A drenagem do muro direito seria feita, indiretamente, pela área da casa de força onde os contatos inferiores se encontram intensamente drenados (veja item-IV.3.4). A intensa interligação dos contatos 336 e 331 promovida por drenos profundos é a responsável pelo comportamento semelhante dos mesmos como foi observado na figura 46.

Na soleira dos vertedores de Capivara a situação das cargas sugere que o contato 292 exerce uma parcela da drenagem da faixa fraturada da cota 306 (SAMPAIO, 1976). Estas condições envolvem não somente as descontinuidades entre si mas podem exercer significativa influência no estabelecimento de subpressões nas bases das barragens (contato RC).

IV.3.3. - Condições impostas pelos efeitos da drenagem superficial

Em várias barragens procedeu-se à drenagem na superfície das

fundações implantando-se meias-canais na superfície de concretagem (figura 42). Os efeitos desta drenagem, associados aos efeitos das condições expostas no item anterior, podem explicar o fato das subpressões, na posição das galerias de drenagem de montante, se manterem, em várias observações efetuadas, abaixo do piso das galerias. Este fato se traduz em vazões de drenagem profunda, relativamente pequenas na galeria de montante, quando comparadas à vazão total das estruturas de concreto. Assim, em Jupia e em Ilha Solteira as vazões nas galerias de montante atingem cerca de 20% do total, e em Promissão, são desprezíveis. Por outro lado, em relação aos drenos profundos, as meias-canais apresentam uma vazão significativa. Em Jupia, por exemplo, a vazão coletada pelas meias-canais representa cerca de 60% do total nas galerias de montante das tomadas d'água e na galeria de jusante da casa de força. O efeito mais significativo deste tipo de drenagem pode ser observado em Ibitinga onde a junta-falha apresenta-se somente drenada por meias-canais na área onde foi interceptada pelas escavações da casa de força (veja item seguinte)

IV.3.4. - Condições impostas pela drenagem das casas de força

As casas de força, por necessidades hidráulicas, são as estruturas que, em geral, requerem maiores profundidades de escavação. Assim, as áreas escavadas em maior profundidade acabam por realizar o papel de um grande poço de drenagem, de escala regional. As descontinuidades basálticas mais profundas, interceptadas nessas áreas e drenadas, seja por meias-canais ou por drenos, se transformam em verdadeiros drenos planos que exercem importante função de drenagem nas fundações das estruturas de concreto vizinhas, sobretudo quando os drenos, nestas áreas, atravessam várias descontinuidades até atingir o *dreno plano natural*. Desta maneira, estabelece-se uma rede de fluxo, paralela ao eixo da barragem, atraída pelas áreas dre

nadas das casas de força. O efeito dessa drenagem se traduz não só em termos de vazões mas também em subpressões. Em Promissão, excluindo-se o sistema especial de drenagem da eclusa, mais de 90% da vazão das estruturas de concreto é coletada na casa de força. Nas casas de força de Jupia, atingem 70% do total. Em seção paralela ao eixo da barragem de Ibitinga, a configuração da linha piezométrica da junta-falha, drenada somente na casa de força, mostra nitidamente esse efeito (figura 47). O mesmo pode ser observado em Promissão (figura 49).

Por outro lado, em Ilha Solteira, por razões geológicas, todas as estruturas de concreto foram fundadas aproximadamente numa mesma cota (entre 260 e 253 m). A área dos vertedores cuja extensão perfaz cerca de 30% da extensão total das estruturas de concreto apresenta uma vazão de cerca de 50% do total. As diferenças de vazões medidas por estrutura, são devidas, provavelmente neste caso, a razões de ordem geológica. Mas, enfim, Ilha Solteira pode ser considerada um exemplo de ausência do efeito da drenagem das casas de força, devido suas escavações terem sido executadas até aproximadamente a mesma profundidade nas demais estruturas.

IV.3.5. - A eficiência dos tratamentos

Ao contrário das cortinas de vedação, o desempenho dos drenos tem sido verificado como claramente eficaz no controle das percolações. A abertura ou fechamento de drenos tem efeitos marcantes nas subpressões como foi verificado no exemplo de Promissão, pela abertura e fechamento do dreno 231 e a resposta imediata das cargas piezométricas do contato por ele drenado (figura 46). Vale assinalar que em Ilha Solteira a eficiência dos drenos inclinados (para interceptar as descontinuidades verticais) se mostrou equivalente a

Figura 49 - Linhas piezométricas principais em seção paralela ao eixo da barragem de Promissão.

dos drenos verticais, indicando que as fraturas verticais, do corpo do maciço compacto, pouca influência tem na percolação (RE, 1976).

A eficiência das cortinas de injeção ainda permanece como problema não resolvido. Esta situação resulta provavelmente do fato de não se dispor de uma instrumentação instalada em condições propícias para se realizar uma análise segura. Por outro lado, os efeitos dos drenos são de tal ordem de intensidade e têm tamanho raio de ação nas descontinuidades basálticas que, provavelmente, mascaram os efeitos de vedação. Nem mesmo nos contatos, descontinuidades de alta injetabilidade, onde a análise das absorções indicam que as injeções são eficientes, a eficiência da cortina pôde ainda ser identificada.

A análise das cargas piezométricas da junta-falha de Ibitinga poderia, em princípio, ser extremamente favorável à identificação da eficiência da cortina, uma vez que esta descontinuidade não se encontra drenada senão na casa de força. De fato, durante o enchimento do reservatório foi verificado que, à medida que o nível d'água subia, estabelecia-se um fluxo crescente em cargas piezométricas na junta-falha a partir da margem esquerda (área sem cortina) em direção aos vertedores. Tal fenômeno foi interpretado como sendo resultado dos efeitos da cortina que teria se constituído num anteparo ao fluxo d'água de montante. Este fluxo, após contornar a cortina, se dirigiu por jusante paralelamente ao eixo da barragem, em direção aos vertedores (GUIDICINI, OLIVEIRA e MATUOKA, 1970). Contudo, após a execução de drenos na área da margem esquerda, este efeito não pode ser mais verificado e as diferenças de carga, medidas atualmente a montante e a jusante da cortina não se apresentam superiores a medidas equivalentes nos trechos das fundações sem cortina (IPT - Relatório 12.513, 1979).

Em Jupiã análises efetuadas nesse sentido levaram os autores a

qualificar o papel da cortina como dúbio (GUIDICINI e USSAMI, 1969).

De maneira a se tentar examinar os efeitos da cortina de vedação, eliminando-se os efeitos de drenagem, foi realizado um ensaio de fechamento dos drenos profundos dos vertedores de Capivara (SAMP_{AI}O, 1976). Não foi possível contudo caracterizar uma possível eficiência da cortina uma vez que, entre outras razões, as vazões eliminadas nos drenos fechados da galeria de montante, acabaram por ser redistribuídas por outros drenos a jusante, que permaneceram abertos.

Em Ilha Solteira, RE (1976) identificou a eficiência da cortina correlacionando altas vazões nos drenos a jusante com os trechos onde a densidade de furos de injeção foi menor.

IV.3.6. - Comparação com as hipóteses de subpressão

A análise das cargas piezométricas nos maciços basálticos de fundação mostra dois tipos de comportamento diferentes em relação às hipóteses de subpressão. Um refere-se ao contato RC e outro às descontinuidades de grande extensão, contatos e junta-falha.

No contato RC, a distribuição de cargas segue aproximadamente a configuração das linhas de projeto. Este fato pode ser interpretado considerando-se que a zona contígua a este contato é em geral constituída por basaltos selecionados pelo projeto para condições mais favoráveis de fundação, podendo ser comparado a um meio homogêneo, contínuo e isótropo, e que a influência das descontinuidades basálticas situadas abaixo deve ser mínima. Contudo, as cargas medidas apresentam-se em geral bastante inferiores às hipóteses e identifica-se uma certa perda de carga a montante, na zona onde a hipotética fenda de tração transmitiria a carga total do reservatório (veja item IV.3.7 a seguir).

Nos contatos e junta-falha instrumentados, a distribuição das cargas é totalmente diversa da configuração das linhas do projeto. As figuras 50 e 51 apresentam respectivamente a situação piezométrica

Figura 50 - Linhas piezométricas na casa de força da barragem de Promissão (Oliveira e Correia Filho, 1976).

(1) linha piezométrica medida	(4) dreno
(2) junta-falha	(5) furos da cortina de vedação
(3) piezômetro	

Figura 51 - Quatro seções piezométricas da junta-falha de Ibitinga no muro direito (medidas em 13/07/77).

ca de vários contatos na casa de força de Promissão e as cargas na junta-falha de Ibitinga em várias seções do muro direito. A análise deste comportamento sugere que as cargas piezométricas, bastante rebaixadas sob as estruturas de concreto, devem permanecer assim até várias dezenas ou talvez centenas de metros sob o reservatório. Este fato é compatível com as propriedades hidrogeotécnicas de tais descontinuidades quando as mesmas encontram-se abrigadas de uma alimentação direta do reservatório por uma camada importante de basaltos compactos praticamente impermeáveis.

IV.3.7. - Comportamento hidrogeotécnico dos basaltos na zona de tração

A hipótese da ocorrência desta zona de tração constitui um critério de grande peso na elaboração dos projetos das barragens de gravidade. Sua observação depende da existência de uma instrumentação adequada a esse fim. Infelizmente, são poucas as barragens que dispõem de tal instrumentação. Os casos observados envolvem o contato da rocha com o concreto, ao longo do paramento de montante, e descontinuidades profundas a montante dos tratamentos.

a. - Observações no contato rocha x concreto

Estas observações foram feitas somente nas barragens de Ilha Solteira e Promissão. A tabela apresentada na página seguinte mostra os resultados dessas observações.

Em Ilha Solteira, RE (1976) interpreta a queda observada nas cargas pelos efeitos possíveis das injeções de colagem (ou ligação) onde executadas com maior intensidade (muros de ligação).

OBSERVAÇÕES PIEZOMÉTRICAS NA ZONA DE TRACÇÃO (CONTATOS R/C)

BARRAGEM	ESTRUTURA	P (m)	H (m)	h (m)	h/H
ILHA SOLTEIRA	Muro Direito	18,0	70	61	0,87
		18,0	70	43	0,61
		18,0	70	30	0,43
	Muro Esquerdo	15,0	67	60	0,89
		15,0	67	61	0,91
	Tomada d'água	17,2	69	38	0,55
		17,1	69	10	0,14
		17,5	69	56	0,81
		19,2	71	41	0,58
PROMISSÃO	Vert.de Superf.	20,3	72	68	0,94
		20,3	72	69	0,96
	Vert. de fundo Tomada d'água	5,6	35,4	22,0	0,62
		3,8	35,2	16,2	0,46

P - profundidade do piezômetro em relação ao fundo do reservatório.

H - carga esperada no piezômetro considerado transmissão total da coluna d'água do reservatório.

h - carga efetivamente medida.

Em Ilha Solteira, RE (1976) interpreta a queda observada nas cargas pelos efeitos possíveis das injeções de colagem(ou ligação) onde executadas com maior intensidade (muros de ligação).

Contudo, somente as medidas de cargas piezométricas não caracterizam o comportamento hidrogeotécnico da zona em questão. Informações mais detalhadas sobre tal comportamento foram apenas obtidos em Promissão e apresentadas por OLIVEIRA e CORREIA FILHO (1976): os piezômetros instalados nessa zona apresentam um comportamento diferente dos demais, ou seja, são muito sensíveis a qualquer variação do nível de montante. A resposta destes piezômetros é maior que a própria amplitude de variação do nível de montante e, quando abertos, apresentam uma variação muito reduzida (gota a gota).

b. - Observações em descontinuidades profundas

As observações do comportamento piezométrico nestas descontinuidades foram feitas apenas em Ibatinga e Promissão. A tabela a seguir apresenta os resultados destas observações:

OBSERVAÇÕES PIEZOMÉTRICAS NA ZONA DE TRAÇÃO (DESCONTINUIDADES PROFUNDAS)

BARRAGEM	ESTRUTURA	P (m)	H (m)	h (m)	h/H
IBITINGA	Muro Direito (figura 51)	30	43	24	0,56
		19	40	21	0,52
		13	39	17	0,44
		9	40	18	0,45
	Muro esquerdo	24	50	31	0,62
		19	45	20	0,44
		18	45	27	0,60
PROMISSÃO	Vert.de Superf.	10	41	23	0,56
		10	41	22	0,54
	Muro Direito	6	36,0	7,0	0,19
	Vert. de fundo	18	48,4	17,6	0,35
	Tomada d'água (figura 50)	18	48,4	15,4	0,32

c. - Análise das observações efetuadas

As observações efetuadas no contato rocha-concreto sugerem que as tensões de tração provocariam a formação de fissuras ou abertura das pré-existentes (naturais, resultantes do uso de explosivos ou do alívio de tensões do maciço pela escavação). A abertura dessas fissuras deve ser de tal ordem que permitiria apenas uma reduzida percolação. Em Promissão o comportamento dessas fissuras foi interpretado da seguinte forma: *"Pode-se admitir que essas fissuras, por serem muito finas devem ser muito sensíveis a qualquer solicitação mecânica. Tudo leva a crer que qualquer variação do nível de montante, provocando alteração do empuxo d'água na barragem, resulta em deformações do maciço rochoso sendo estas deformações resultado da abertura ou fechamento das referidas fissuras. Assim, as cargas piezométricas resultariam ampliadas pela conjugação de dois fenômenos: um mecânico e outro hidráulico. No caso, por exemplo, de um rebaixamento do nível de montante: hidraulicamente haveria uma redução da carga total, ao mesmo tempo em que o fechamento das fissuras provocaria uma maior perda de carga d'água de percolação, resultando, por fim, numa queda de carga piezométrica maior que o próprio estímulo original"*. (OLIVEIRA e CORREIA FILHO, 1976).

Os valores variáveis da relação h/H poderiam ser interpretados como sendo resultantes da não formação de um plano contínuo,

aberto ao longo do paramento de montante.

Mesmo que as descontinuidades profundas fossem atingidas por tais fissuras provavelmente seus efeitos seriam desprezíveis frente a boa drenabilidade que as descontinuidades oferecem, como sugerem os valores h/H medidos nessas descontinuidades.

V. - CONCLUSÕES

A metodologia proposta revela-se adequada ao estudo da percolação d'água em maciços rochosos para o projeto de grandes barragens. Esta metodologia ultrapassa porém o próprio assunto examinado, podendo servir como um referencial científico básico a outros estudos de Geologia Aplicada às obras de Engenharia Civil. Compõem este referencial, de um lado, as solicitações que tais obras exercem no meio físico e, de outro lado, as qualidades desse meio físico, que se colocam como respostas às solicitações. O meio físico deve ser identificado cientificamente segundo as orientações da Geologia: a formação, seu espaço geográfico de ocorrência, os aspectos geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos daí decorrentes e, no estudo objeto da tese, o comportamento hidrogeotécnico dos basaltos.

Em seguida ao estabelecimento do referencial científico e orientado por este, a metodologia proposta destaca a análise da experiência adquirida que leve a um estudo de síntese do comportamento do sistema (obra x meio físico) que, no presente trabalho, se traduziu pelo sistema (barragem x formação).

A aplicação da metodologia ao caso específico (barragem do tipo gravidade x Formação Serra Geral) se revelou frutífera ao examinar, em bases geológicas, o problema da percolação d'água em fundações de grandes barragens cuja análise, em bases genéricas, discutidas na 1ª Parte da dissertação, revelava extrema fragilidade.

Os principais resultados da aplicação da metodologia são em seguida destacados.

V.1. - Os basaltos

Os basaltos da Formação Serra Geral possuem um comportamento hidrogeológico peculiar, determinado por algumas características próprias de rochas ígneas intrusivas (porosidade de fraturas, embora de gêneses diversas) e de rochas sedimentares não dobradas (estratificação e sub-horizontalidade de seus planos preferenciais de percolação, como as juntas sedimentares subparalelas à estratificação).

No interior da formação, a seqüência de derrames superpostos define os contatos como a principal descontinuidade, de alta permeabilidade, formando aquíferos confinados e constituindo franco caminho preferencial de percolação. Dentro de cada derrame podem ocorrer descontinuidades de importância equivalente e caracterizadas como juntas horizontais de grande extensão ou juntas-falhas. As variedades de basalto compacto ou vesicular, com fraturamento vertical, são essencialmente pouco permeáveis, podendo ser considerados *im*permeáveis em comparação com as descontinuidades acima descritas. Os basaltos compactos ou vesiculares com fraturamento horizontal porém sem grande continuidade lateral (extensões inferiores a algumas dezenas de metros) embora possam ter permeabilidades elevadas localmente, não favorecem a circulação d'água no corpo dos derrames.

Este quadro de distribuição de permeabilidades, fortemente anisotrópico e descontínuo, persiste a grandes profundidades, ao contrário dos maciços intrusivos, conforme esquematicamente apresentado na figura 52.

Nos leitos dos rios, subsistem em geral os basaltos compactos mais resistentes, capeando litologias mais erodíveis

permeabilidade (a) e profundidades (b) crescentes
no sentido indicado nos gráficos.

Figura 52 - Comparação teórica das distribuições da permeabilidade, em profundidade, entre os maciços basálticos e os intrusivos (OLIVEIRA, SILVA e GUIDICINI, 1976).

como as que constituem o topo dos derrames.

V.2. - As barragens

As estruturas de concreto das barragens de gravidade analisadas, cujos projetos foram adaptados a uma série de condições do meio físico da bacia do Paran, so construdas nos leitos dos rios, onde as casas de fora exigem escavaes mais profundas que as das demais estruturas.

Relativamente ao controle das percolaes d'gua nas fundaes, os projetos foram realizados considerando critrios e regras genricas para a adoo de hipteses de subpresso, que no podem levar em conta as feies geolgicas que ocorrem em cada local.

As escavaes realizadas, no incio da construo, constituem a primeira solicitao significativa da obra ao meio fsico. Seguidas pela concretagem dos blocos, a etapa de construo pode ser considerada do ponto de vista hidrogeotcnico, como um ensaio, na escala da obra, do macio de fundao.

V.3. - O sistema barragem x basalto

Durante a etapa de construo as observaes hidrogeotcnicas efetuadas tem sido raras e meramente qualitativas. Durante a concretagem ressalta-se a experincia realizada em Promisso atravs de ensaios denominados *hidrogeotcnicos globais* por envolverem toda a fundao das estruturas de concreto.

A execuo das injees ressalta a elevada injetabilidade dos contatos e juntas de grande extenso. O comportamento das litologias baslticas e do contato RC, frente s injees, sugere que o tratamento, seria plenamente dispensvel na maioria destes casos. Contudo a eficincia da vedo nas descontinuidades importantes permanece por ser mais freqentemente constatada e sobretudo quantificada.

As alteraes do quadro hidrogeotcnico, impostas pela execuo

ção da drenagem, durante a construção, nas descontinuidades importantes, sugere a exigência de um limite de drenabilidade, traduzido pela instalação de novos drenos que produzem rebaixamentos de cargas piezométricas sucessivamente menores, o que é compatível com as características hidrogeotécnicas das descontinuidades.

Com o enchimento do reservatório, verifica-se a grande importância do papel de tais descontinuidades ao realizarem uma intensa drenagem das fundações em toda sua área de ocorrência. O papel destes *drenos planos naturais* é condicionado não só pelas características hidrogeotécnicas das descontinuidades mas sobretudo quando isoladas do reservatório, ocorrendo sob basaltos praticamente impermeáveis.

Esta capa de basaltos, no reservatório, pode ser assemelhada aos tapetes impermeáveis que, na Engenharia, constituem alternativa à vedação por injeções. Portanto, o quadro geral das características e comportamentos hidrogeotécnicos dos basaltos traz em si os elementos a serem aproveitados no controle das percolações: *tapetes a montante e drenos planos sob a barragem*.

Estas condições, alteradas nas fundações por uma série de elementos construtivos (interligação das descontinuidades por drenos profundos, drenagem superficial por meias-canais, drenagem profunda das casas de força) permitem interpretar a distribuição real das subpressões, abaixo do contato RC, cuja configuração não se assemelha às linhas piezométricas de projeto. A análise dos comportamentos hidrogeotécnicos tendo em vista os diferentes condicionantes basálticos, diversidade esta multiplicada pelos condicionantes impostos pela obra, resiste à adoção de regras genéricas de projeto.

O comportamento observado na zona de tração mostra que no contato RC, as cargas podem atingir os valores máximos impostos pelo

reservatório. Nas decontinuidades profundas observadas, os efeitos da zona de tração não são significativos.

V.4. - Conclusões finais

Os ganhos, tecnológicos e científicos, obtidos com a aplicação da metodologia podem ser destacados sob dois aspectos principais:

1º) As várias experiências adquiridas no estudo do comportamento hidrogeotécnico dos basaltos, como fundação de barragens do tipo gravidade, foram analisadas criticamente e sintetizadas em comportamentos típicos ou comuns às várias experiências, consistentes com o referencial científico adotado.

2º) A realização deste estudo permitiu identificar lacunas do conhecimento e problemas persistentes que, se adequadamente formulados e analisados, poderão vir a ser resolvidos. É o que se procura fazer na 4ª Parte desta tese.

4^a P A R T E

TENDÊNCIAS NA EVOLUÇÃO DA HIDROGEOTECNIA DE BARRAGENS

I. - INTRODUÇÃO

As considerações que se seguem resultam de reflexões sobre a integração das conclusões obtidas na 1ª e 3ª Partes da dissertação.

Recordando as conclusões da 1ª Parte, observou-se a necessidade do meio técnico envidar esforços no sentido de melhor orientar os estudos hidrogeotécnicos de campo, cujo desenvolvimento encontra-se atrasado em relação aos progressos feitos nos estudos teóricos e nos modelos da análise pois tanto uns quanto outros dependem intrinsecamente dos estudos de campo. Aquelas conclusões indicavam também que a análise dos problemas hidrogeotécnicos, sobretudo os referentes à vedação e suas injeções, requeria um enfoque orientado por uma metodologia precisa, de maneira a não se perder em generalidades inúteis e mesmo perigosas ou, por outro lado, não se limitar a experiência adquirida exclusivamente aos respectivos casos específicos.

Na 2ª Parte, foi proposta uma metodologia visando superar os obstáculos anteriormente assinalados. O enfoque metodológico proposto resultou do estabelecimento de um referencial de análise definido por 3 coordenadas principais:

- a obra (as solicitações)
- o meio físico (as respostas possíveis)
- o sistema obra x meio físico (o comportamento interativo - síntese das experiências).

Ressaltou-se nesta proposição a retomada dos princípios e fundamentos da Geologia no estudo do meio físico e no desenvolvimento deste referencial, tendo em vista a própria evolução da Geologia de Engenharia no país e suas tendências atualmente em jogo.

Por fim, a aplicação desta metodologia na 3ª Parte da dissertação, no caso escolhido das barragens de gravidade sobre basaltos, resultou numa série de conclusões que, agora, devem ser observadas juntamen

te com os da 1ª Parte.

Primeiramente, ressalta-se, nas conclusões da 3ª Parte, a identificação de um obstáculo importante ao pleno desenvolvimento da Hidrogeotecnia em seu trabalho de campo cuja necessidade foi apontada nas conclusões da 1ª Parte. Este obstáculo refere-se à adoção de regras preconcebidas de projeto e pode ser traduzido pela questão: até que nível são necessários os estudos hidrogeotécnicos para o projeto de uma barragem enquanto se continua a adotar tais regras ?

Contudo, como abandonar as regras de projeto sem uma alternativa viável e segura que produza resultados técnica e economicamente superiores ?

Nesta questão fecha-se um ciclo vicioso importante: uma nova metodologia de projeto só pode ser aplicada quando os estudos hidrogeotécnicos puderem ser levados a suas últimas conseqüências, ou seja, à previsão do comportamento. Contudo não podem ser levados até essa previsão enquanto as regras de projeto permanecerem como obstáculo ao pleno desenvolvimento de tais estudos.

O exame adequado destas questões exige que as mesmas sejam devidamente colocadas num contexto muito mais amplo, técnico-econômico, em que se leve em conta inclusive a ponderação dos principais enfoques em jogo: da proprietária da obra, do projetista e do empreiteiro.

Como este trabalho não tem tal pretensão, pode-se apenas analisar algumas alternativas da evolução do problema, visando tão somente colaborar para sua elucidação futura.

A primeira alternativa que pode ser levantada seria supor que, na realidade, a questão não se coloca. Ou seja, o dilema do ciclo vicioso seria falso, pois as barragens estão aí sendo construídas e aparentemente não estão a exigir nenhum aprofundamento maior da

questão. Desta maneira, não haveria porque envidar esforços no sentido de quebrar o ciclo vicioso. A possibilidade de evolução da Hidrogeotecnia de barragens somente poderia se dar através da análise de casos específicos, que escapassem a comportamentos médios, ou através da solução de problemas parciais de fundação.

Outra alternativa seria considerar a necessidade de se buscar um melhor conhecimento dos comportamentos hidrogeotécnicos dos maciços, que permita o contínuo aperfeiçoamento das análises de estabilidade e consequentemente dos projetos. É dentro desta alternativa que são desenvolvidos os itens seguintes desta 4.^a Parte.

II. - ORIENTAÇÕES PARA OS ESTUDOS HIDROGEOTÉCNICOS E A PREVISÃO DAS SUBPRESSÕES E DAS VAZÕES

Dispõe-se atualmente de técnicas que permitem caracterizar plenamente o quadro hidrogeotécnico de um local para o projeto de barragens. Por outro lado, pode-se determinar, com relativa precisão, as solicitações impostas pelas barragens do tipo gravidade. Assim, a aplicação de um estudo de modelos de análise ao problema poderia alcançar a previsão do comportamento do sistema (barragem X fundações) em termos de subpressões e vazões, permitindo assim prever o comportamento hidrogeotécnico durante e após o enchimento do reservatório e orientar adequadamente o projeto dos tratamentos.

la 8, que exigem a aplicação das técnicas relacionadas na tabela 9, os estudos hidrogeotécnicos deveriam prosseguir desde o projeto até o enchimento do reservatório. Durante a etapa de construção, os estudos sofreriam um salto qualitativo importante, propiciado pela realização das escavações e concretagens, cujo papel, já caracterizado, pode ser traduzido pela primeira aferição do modelo de comportamento hidrogeotécnico, estabelecido na etapa anterior.

Tabela 8 - Orientações para os estudos hidrogeotécnicos. Exemplo para os casos de barragens de gravidade sobre basaltos da Formação Serra Geral. (Modificado de AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES, 1978).

	TÉCNICAS DE CAMPO	TÉCNICAS DE ESCRITÓRIO	OBJETIVOS
FASE DE PROJETO	— MAPEAMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE E AEROFOTOGEOLOGIA. — INVESTIGAÇÃO DE SUBSUPERFÍCIE: SONDAGENS ROTATIVAS, POÇOS E GALERIAS. — ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO. — ENSAIOS DE BOMBEAMENTO. — IMPLANTAÇÃO DE REDE PIEZOMÉTRICA (POR DESCONTINUIDADE) E EXECUÇÃO DE MEDIDAS.	— PLANTAS E SEÇÕES GEOLÓGICAS COM ESQUEMA DA BARRAGEM. — ESTUDO DAS PROPRIEDADES HIDROGEOTÉCNICAS DOS COMPARTIMENTOS (DESCONTINUIDADES E LITOLOGIAS). — PLANTAS DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DAS PROPRIEDADES HIDROGEOTÉCNICAS. — PLANTAS PIEZOMÉTRICAS POR COMPARTIMENTO. — MODELOS ANALÓGICOS E MATEMÁTICOS.	— RECONHECIMENTO DA ESTRUTURA GEOLÓGICA LOCAL: COMPARTIMENTAÇÃO EM CAMADAS OU LITOLOGIAS E DESCONTINUIDADES PRINCIPAIS. — IDENTIFICAÇÃO DE AFLORAMENTOS POSSÍVEIS DE DESCONTINUIDADES OU ESTRUTURAS VERTICAIS. — RELACIONAMENTO DA ESTRUTURA GEOLÓGICA COM AS FUNDACÕES PREVISTAS NO ANTEPROJETO. — CARACTERIZAÇÃO HIDROGEOTÉCNICA DOS COMPARTIMENTOS (CAMADAS E DESCONTINUIDADES). — IDENTIFICAÇÃO DAS RELAÇÕES DE SEUS COMPORTAMENTOS ENTRE 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 HIDROGEOTÉCNICA.
FASE DE CONSTRUÇÃO	— MEDIDAS DE VAZÃO NAS ESCAVAÇÕES E ACOMPANHAMENTO PIEZOMÉTRICO DOS SEUS EFEITOS. — ENSAIOS COM TRAÇADORES. — ENSAIOS HIDROGEOTÉCNICOS GLOBAIS: MEDIDAS DE VAZÃO E ACOMPANHAMENTO PIEZOMÉTRICO DOS EFEITOS DE DRENAGENS CONTROLADAS (FASE DE CONCRETAGEM). — ACOMPANHAMENTO DOS TRATAMENTOS.	— GRÁFICOS DE VAZÕES E CARGAS PIEZOMÉTRICAS x TEMPO COM IDENTIFICAÇÃO DOS PRINCIPAIS EVENTOS CONSTRUTIVOS. — PLANTAS PIEZOMÉTRICAS. — MODELOS ANALÓGICOS AJUSTADOS AOS NOVOS CONHECIMENTOS.	— 1ª AFERIÇÃO DO MODELO: CONFIRMAÇÃO DAS VAZÕES E DAS CONSEQUENTES ALTERAÇÕES PIEZOMÉTRICAS COM AS ESCAVAÇÕES E CONCRETAGEM. — AJUSTES POSSÍVEIS DO PROJETO. — DEFINIÇÃO DOS EFEITOS DAS INJEÇÕES E DAS DRENAGENS NO QUADRO HIDROGEOTÉCNICO. — DEFINIÇÃO DE SUBSÍDIOS PARA O PROGRAMA DE ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.
FASE DE ENCHIMENTO	— AUSCULTAÇÃO HIDROGEOTÉCNICA MEDIDAS DE VAZÃO E CARGAS PIEZOMÉTRICAS.	— 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.	— 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.

Tabela 9 - Técnicas usadas e respectivos objetivos nas diversas fases da barragem, segundo orientações da tabela anterior (Modificado de AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES, 1978).

Finalmente, o enchimento do reservatório, *ensaio em verdadeira grandeza*, cuja programação deveria levar também em conta as exigências de um controle seguro das percolações, possibilitaria a *segunda aferição do modelo*, sua verificação final, que poderia revelar a necessidade eventual de se executar tratamentos complementares e orientar o controle futuro das percolações durante a vida útil da barragem.

A aplicação destas orientações, especialmente na etapa de projeto de uma barragem, permitiria alcançar não só uma substancial economia na realização dos tratamentos das fundações, sobretudo nas injeções de vedação, e na operação das bombas de esgotamento da água drenada, mas sobretudo alcançar um grau de segurança da obra melhor conhecido, portanto mais confiável, e um conhecimento adequado do comportamento das percolações nas fundações, portanto seu controle mais adequado durante a vida útil da obra.

As orientações propostas ressaltam o principal problema a resolver que consiste na previsão das subpressões e vazões e o principal instrumento de solução que consiste nos modelos de análise. Este é o quadro que poderia se contrapor à adoção de critérios genéricos de projeto, cujo elemento-chave, constituído pela adoção da hipótese de *fendas de tração*, deveria também ser submetido ao exercício da previsão. Assim, nos itens seguintes discute-se, mais detalhadamente, os estudos necessários à previsão do comportamento das fundações na zona de tração e os modelos de análise.

II.1. - Previsão do comportamento das fundações na zona de tração

A análise deste comportamento, efetuada no item IV.3.7. da 3ª Parte da tese, indica que no contato RC, as cargas podem atingir os valores máximos condicionados pelo nível do reservatório.

Nos casos observados nas descontinuidades profundas, é fato que os efeitos da zona de tração não se fazem sentir, supondo-se

que as fissuras abertas nessa zona são de tal ordem (microfissuras) que sua propagação em profundidade, se ocorrer, não altera o comportamento hidrogeotécnico das descontinuidades, sobretudo quando submetidas a drenagem a jusante. Provavelmente tais fissuras, não se propagariam em profundidade, ou pelo menos seriam bastante atenuadas, além da primeira descontinuidade ou camada de menor resistência a tração como as que constituem as zonas de topo dos derrames.

Esta análise do comportamento sugere que o critério de *fendas de tração* coincidiria com o observado apenas no contato RC. Para as descontinuidades profundas o projeto deveria analisar a questão segundo enfoque restrito à obra e fundações específicas, ou seja, o comportamento mecânico do maciço a ser submetido aos esforços pela barragem, prevendo a profundidade e a abertura que tais fissuras atingiriam. Existem técnicas apropriadas ao exercício de tal previsão (modelos geomecânicos).

Por outro lado, considerando-se que os casos observados abaixo do contato RC se limitam apenas a Promissão e Ibitinga, e que a questão encontra-se ainda pouco estudada, ressalta-se a necessidade de realização de estudos mais aprofundados sobre a zona de tração, seus efeitos e suas implicações na estabilidade das barragens.

Tais pesquisas deveriam ser orientadas por programas que compreendessem tanto estudos de laboratório, quanto de campo. Um deles, a título de sugestão, poderia ser desenvolvido com o seguinte roteiro:

- estudos teóricos

- . levantamento de dados disponíveis;
- . discussões em mesas redondas;
- . potencialidades e limitações dos modelos de análise.

- pesquisas de campo

- . análise e correlação dos comportamentos hidrogeotécnico e mecânico da zona de "tração" em barragens instrumentadas e a instrumentar (critérios de escolha);
- . medidas de tensões;
- . caracterização geotécnica de algumas zonas de "tração" com amostragem integral e para ensaios de laboratório.

- ensaios de laboratório

- . ensaios de permeabilidade ao ar e a água, sob tensões variáveis.

- estudos em modelos de análise

- . distribuição de tensões e de permeabilidades;
- . compatibilização dos modelos aos comportamentos mecânicos e hidrogeotécnicos, medidos no campo e no laboratório.

II.2. - Modelos de análise

Uma especulação sobre alguns exemplos teóricos, definidos pela convergência dos aspectos principais da síntese do comportamento hidrogeotécnico dos basaltos como fundações de barragens do tipo gravidade, é útil para se visualizar a importância da aplicação de modelos matemáticos ou analógicos num caso concreto de estudos para um dado projeto.

A primeira série de modelos diz respeito à etapa de construção da obra, envolvendo a previsão da alteração do quadro hidrogeotécnico com as escavações.

A segunda série de modelos considera o enchimento do reservatório e a previsão do comportamento das percolações, sendo inevitável a discussão sobre o papel dos tratamentos e portanto sua conveniência.

São apresentados dois exemplos teóricos nas figuras 53 e 54, hipotéticos e simplificados, porém compatíveis com as observações do comportamento das barragens em operação, permitindo identificar as principais questões a serem respondidas pela aplicação dos modelos de análise.

Tendo em vista a necessidade de se tratar a questão não só em modelos bidimensionais mas especialmente tridimensionais, os exemplos estão apresentados em duas seções transversais deslocadas, sendo uma sobre estruturas de fundação rasa (como os muros de ligação) e outra sobre estrutura de fundação profunda (como as casas de força). O esquema abaixo explica a apresentação das seções:

1º) Definição das seções em planta.

2º) Traçado das duas seções

3º) Deslocamento para apresentação numa única seção

PROJETO

CONSTRUÇÃO

OPERAÇÃO

K_0 - CAMADA BASÁLTICA PRATICAMENTE IMPERMEÁVEL
 K_1 e K_2 - DESCONTINUIDADES DE ALTA PERMEABILIDADE ($K_1 \sim K_2 \gg K_0$)
 K_f - ZONA DE PERMEABILIDADE POUCO SUPERIOR A K_0 ($K_f > K_0$)
 $P_{1,2}$ - LINHAS PIEZOMÉTRICAS DAS DESCONTINUIDADES K_1 e K_2

$Q_{1,2}$ - VAZÕES RELATIVAS ÀS DESCONTINUIDADES K_1 e K_2
 $q_{1,2}$ - VAZÕES RELATIVAS ÀS CAMADAS BASÁLTICAS (K_0 e K_f)
 ● - V - VEDAÇÃO (Cortina de Injeções)
 ○ - D - DRENAGEM (rede de drenagem profunda)
 ⊕ - MEIAS CANAS (rede de drenagem superficial)

Figura 53 — Exemplo hipotético de modelo de análise hidrogeotécnica

PROJETO

CONSTRUÇÃO

OPERAÇÃO

K_0 - CAMADA BASÁLTICA PRATICAMENTE IMPERMEÁVEL
 K_1 e K_2 - DESCONTINUIDADES DE ALTA PERMEABILIDADE ($K_1 \sim K_2 \gg K_0$)
 K_f - ZONA DE PERMEABILIDADE POUCO SUPERIOR A K_0 ($K_f > K_0$)
 $P_1, 2$ - LINHAS PIEZOMÉTRICAS DAS DESCONTINUIDADES K_1 e K_2

$Q_{1,2}$ - VAZÕES RELATIVAS ÀS DESCONTINUIDADES K_1 e K_2
 $q_{1,2,3}$ - VAZÕES RELATIVAS ÀS CAMADAS BASÁLTICAS (K_0 e K_f)
 $\bullet$ - V - VEDAÇÃO (Cortina de injeções)
 $\circ$ - D - DRENAGEM (rede de drenagem profunda)
 $\ominus$ - MEIAS CANAS (rede de drenagem superficial)

Figura 54 - Exemplo hipotético de modelo de análise hidrogeotécnica

As questões principais podem ser as seguintes:

- 1ª série de modelos (etapa de construção):
  - . Quais serão as distribuições de carga piezométrica nas descontinuidades ?
  - . Quais serão as vazões futuramente apresentadas pelas descontinuidades interceptadas pelas escavações ?
- 2ª série de modelos (etapa de enchimento e operação)
  - . Quais serão as subpressões que se instalarão sob as estruturas de concreto em cada uma das descontinuidades e no contato RC no caso de não se fazer nenhum tratamento profundo das fundações ?
  - . Quais serão as vazões totais e aquelas correspondentes às descontinuidades ?
  - . No exemplo da figura 53, quais os quadros hidrogeotécnicos que se estabelecerão jogando-se com as alternativas de vedação propostas V_1 e V'_1 e drenagem D_1 na descontinuidade mais superficial ?
  - . No exemplo da figura 54 como serão os quadros hidrogeotécnicos com os tratamentos V_2 e D_2 propostos ? E somente com a drenagem superficial por meias-canas ?
  - . Tratamentos executados nas descontinuidades mais profundas, dos dois exemplos, de que forma alterariam o quadro hidrogeotécnico ?

III. - ORIENTAÇÕES PARA OS TRATAMENTOS DAS FUNDAÇÕES

Estas orientações deveriam ser consideradas como decorrentes dos resultados obtidos da aplicação dos estudos hidrogeotécnicos, conforme orientação proposta no item anterior. Assim, pressupõe-se que as vedações e drenagens objeto das presentes orientações, teriam sido consideradas necessárias nos estudos precedentes, tendo em vista as conclusões obtidas na 3ª Parte da dissertação.

III.1. - Vedações

Considerando-se não ser possível, em geral, a realização deste tratamento durante e após o enchimento do reservatório, as orientações relativas a esta etapa se limitam à auscultação hidrogeotécnica para avaliação de sua eficiência. Nas etapas anteriores pode-se considerar, além da realização em si das injeções, a fase de projeto das vedações. O quadro da tabela 10 resume as orientações propostas.

III.2. - Drenagem

Considerando-se a possibilidade de se complementar este tratamento durante o enchimento do reservatório, pode-se sugerir que a drenagem a ser executada na etapa de construção, seja limitada, essencialmente, àquela projetada para se assegurar o quadro hidrogeotécnico previsto pelos estudos hidrogeotécnicos anteriores. Esta consideração assume sua maior validade quando o programa de enchimento leva em conta as condições de percolação nas fundações. O quadro da tabela 11 resume as orientações propostas.

Tabela 10 - Orientações para o projeto, execução e controle das vedações (Modificado de AZEVEDO, OLIVEIRA e SOARES, 1978).

Tabela 11 - Orientações para o projeto, execução e controle de drenagem.

RESUMO

O autor propõe analisar a questão da percolação d'água em ma
ciços rochosos para projetos de grandes barragens segundo um refe
rencial definido não só pelo tipo de barragem (solicitação ao meio
físico) mas também pelo tipo de maciço rochoso de fundação (respos
ta provável do meio físico).

O referencial proposto constitui o ponto de partida para os
estudos hidrogeotécnicos necessários à estimativa de subpressões e
vazões nas fundações, a serem considerados na elaboração dos proje
tos de barragens. Este enfoque se contrapõe à adoção de regras de
projeto cujo uso, genérico e imposto pela tradição, constitui um
importante obstáculo à evolução do conhecimento técnico nesta área.

A metodologia proposta é aplicada ao caso brasileiro mais fre
qüente e estudado: barragens do tipo gravidade em basaltos. Os re
sultados desta aplicação são traduzidos em termos de orien
tações mais adequadas aos estudos hidrogeotécnicos.

AGRADECIMENTOS

A apresentação desta dissertação de mestrado, ao Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, representa a concretização do esforço de vários colegas que vêm se dedicando ao desenvolvimento da Geologia Aplicada a Obras Cíveis no Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo.

Assim, cumpre, em primeiro lugar, agradecer a todos os colegas de trabalho, destacando a contribuição daqueles que mais próximos estiveram desta elaboração. Aos colegas Waldir L. Ponçano, Eda F. Quadros e Ricardo F. da Silva agradeço pelo estímulo permanente à conclusão desta dissertação. Especialmente à colega Eda, pelas primeiras críticas aos originais. Ao colega Adalberto A. Azevedo por sua colaboração persistente e paciente no detalhamento de importante etapa de sua elaboração.

Agradeço também ao próprio Instituto de Pesquisas Tecnológicas que mantém o propósito de favorecer o desenvolvimento de trabalhos como este.

À Fundação de Amparo à Pesquisa no Estado de São Paulo, cuja bolsa de estudos, outorgada em 1970, contribuiu para a realização das primeiras etapas deste estudo.

À colega Maria Conceição Penna Santos, agradeço pela paciência e esmero com que datilografou e procedeu às inúmeras revisões do texto.

Cabe-me ainda agradecer aos colegas Fernando P. Camargo e Fernando O. Franciss pela apreciação crítica dos originais e conseqüentes esclarecimentos. Particularmente, ao colega Fernando, por suas orientações iniciais à minha vida profissional.

Finalmente, destaco o apoio do colega e orientador Dr. José E.S. Farjallat pela observação cuidadosa da elaboração da presente dissertação.

REFERÊNCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

- ABGE. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. 1977. Diretrizes para execução de sondagens. (2ª tentativa). São Paulo, 24 p. (ABGE. Boletim 3).
- AB'SABER, A.N.. 1955. Bacia Paraná - Uruguai, estudo de geomorfologia aplicada. In: ASSOCIAÇÃO DOS GEÓGRAFOS BRASILEIROS. Condições geográficas e aspectos geoeconômicos da Bacia do Paraná. Uruguai. São Paulo. v. 1, p. 76-93.
- ABRAHÃO, R.A.. 1978. Seepage analyses for Itaipu dam through electrical analogy. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MECÂNICA DAS ROCHAS, Rio de Janeiro. 1978. Proceedings.... Rio de Janeiro, ABMS. v. 1, p. 129-143.
- AMARAL, G. e outros. 1965. Potassium argon dates of basaltic rocks from southern Brasil. Geochemica et Geochemica Acta, 30:159-189.
- ARAUJO, J.S. e outros. 1977. A complex structure in basaltic lava flows at Água Vermelha dam, São Paulo, Brasil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE GEOTHECNICS OF STRUCTURALLY COMPLEX FORMATION, Itália, 1977. Proceedings.... Itália, AGI. v. 1, p. 11-18.
- AZEVEDO, A.A.; OLIVEIRA, A.M.S.; SOARES, L. 1978. Estudo das percolações em basalto, para o projeto de barragens de gravidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, São Paulo. 1978. Anais.... São Paulo, ABGE. v. 1, p. 65-76.
- AZEVEDO, A.A.; OLIVEIRA, A.M.S.; SOARES, L. 1978. Injeções de vedação em fundações basálticas de barragens de gravidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, São Paulo. 1978. Anais.... São Paulo, ABGE. v. 1, p. 17-33.
- BARBOSA, O. 1954. Geologia para túneis e geologia para barragens. Boletim do Departamento da Produção Mineral, Divisão de Geologia e Mineralogia. Rio de Janeiro, (90) (Notas preliminares).
- BEAR, J. 1972. Dynamics of fluids in porous média. New York, Elsevier.

- BERNAIX, J. 1967. Etude géotechnique de la roche de Malpasset. Paris, Dunod. 212 p.
- BJORNBERG, A.J.S.; MEISMITH, C.S. 1975. Problemas geológicos de fundação de barragens sobre basaltos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 10, Curitiba. 1975. Anais.... Curitiba, CBGB. v.1.
- BJORNBERG, A.J.S.; SANTOS, C.A.F.F.; ZEFES, S. 1980. Decisões técnicas relacionadas com a barragem de Água Vermelha. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 13, Rio de Janeiro. 1980. Anais.... Rio de Janeiro. v. 1, p. 269-292.
- BOGOMOLOV, G.V. 1965. Hidrogeologie. Ed. de la Paix, Moscou ?
- BOLLO, M.F.; RIVET, J. 1968. Progres recents pour l'auscultation des eaux souterraines. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS. Madrid, 1968. Proceedings.... Madrid, Ed. Blume. p. 409-412.
- BORDET, C. 1974. Engineering geology related to dam foundations. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 2, São Paulo. 1974. Proceedings.... São Paulo, ABGE. v. 3, theme 6, p. 286-287. (plenary session).
- BOTELHO, H.C. 1966. Tentativa de solução analítica de alguns problemas de injeção de cimento em rocha. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3, Belo Horizonte. 1966. Anais.... Belo Horizonte, ABMS. v. 1, tema 5, p. 1-22.
- BORDEAUX, G.H.R.M. e outros. 1975. Instrumentação e análise das subpressões na barragem de Porto Colombia. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 10, Curitiba, 1975. 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, Rio de Janeiro. 1971. Anais.... Rio de Janeiro, CBGB. v. 1.

- CAMARGO, F.P. 1969. Geologia aplicada a barragem de Ilha Solteira. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1, São Paulo. 1969. Anais.... São Paulo, APGA. v. 3, tema 3.
- CAMARGO, F.P. 1976. Geologia de Engenharia. Construção Pesada, 6(61): 101-102, fev. 1976.
- CAMBEFORT, H. 1964. Injections des sols. Principes et méthodes. Paris, Eyrolles. 393 p. v. 1.
- CASAGRANDE, A. 1961. Controle da percolação através da rocha. Revista Água e Energia Elétrica. São Paulo.
- CASTANY, G. 1963. Traité pratique des eaux souterraines. Paris, Dunod, 661 p. il.
- CRUZ, P.T. 1976. A busca de um método mais realista para a análise de maciços rochosos como fundações de barragens de concreto. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11, Fortaleza. 1976. Anais.... Fortaleza, CBGB. v. 1, p. 215-273.
- CRUZ, P.T.; SILVA, R.F. 1978. Uplift pressures at the base and in the rock basaltic foundations of gravity concrete dams. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS RELATED TO DAM FOUNDATIONS. Rio de Janeiro, 1978. Proceedings.... Rio de Janeiro, ABMS. v. 1, tema 3, p. 1-25.
- DEERE, D.U. 1968. Geological considerations. In: Rock mechanics in engineering practice. Nova York, John Wiley.
- DUFFAUT, P.; LOUIS, C. 1972. L'eau souterraine et l'équilibre des pentes naturelles. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 24, Montreal, 1972. Proceedings.... Montreal, IGC. Secção 13, p. 107-116.
- FARJALLAT, J.E.S. 1975. Comportamento da permeabilidade ao ar de alguns basaltos do sul do Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE

- GEOLOGIA, 28, Porto Alegre, 1975. Anais.... Porto Alegre, SBG. v. 7, p. 113-121. (Publicação IPT, 104).
- FARRAN, J.; THENOZ, B. 1965. L'alterabilité des roches, sa prevision. Paris. (ITBTP, 215).
- FERREIRA, C.E.O. 1970. Evolução nos métodos das sondagens rotativas em Ilha Solteira. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 2, São Paulo, 1970. Anais.... São Paulo, APGA. v. 1, p. 23-36.
- FRANCISS, F.O. 1970. Contribution a l'étude du mouvement de l'eau à travers les milieux fissurés (Thèse à la Faculté des Sciences de L'Université de Grenoble).
- FRANCISS, F.O.; BRITO, S.A. 1971. A amostragem integral e sua aplicação nas barragens de Volta Grande e São Simão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 7, Rio de Janeiro. 1971. Anais.... Rio de Janeiro, CBGB, v. 1.
- FRANCISS, F.O.; ROCHA, M. 1976. Determinação da condutividade hidráulica dos meios fissurados. Revista Latinoamericana de Geotecnia, Caracas, 3 (1).
- GILG, B. 1967. Mesures prises pour l'amélioration de la stabilité du barrage d'Isola. In: CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDES BARRAGES, 9, Istambul, 1967. Compte Rendu..... Istambul, CIGB.
- GLOSSOP, R. 1960. The invention and development of injection processes. Geotechnique, 10(3): 91-100, sep/dec 1960/1961.
- GUIDICINI, G. 1970. Derrames secundários em basaltos. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, 19(1): 91-93.
- GUIDICINI, G. 1972. Comportamento de maciços basálticos frente ao fenômeno de percolação d'água. São Paulo, EPUSP (Trabalho apresentado no curso Hidrogeotecnia de Maciços Rochosos).

- GUIDICINI, G. 1976. Levantamento bibliográfico de geotecnia e engenharia geotécnica no Brasil e sua indexação por palavras-chave (1920-1975). São Paulo, ABGE/IPT.
- GUIDICINI, G.; CAMARGO, F.P.; OLIVEIRA, A.M.S. 1970. Diretrizes para a padronização de terminologia e convenções em geologia aplicada. (Trabalho apresentado na Semana Paulista de Geologia Aplicada, 2, São Paulo, 1970).
- GUIDICINI, G.; CAMPOS, J. de O. 1968. Notas sobre a morfogênese dos derrames basálticos. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, 17(1): 15-28, dez.
- GUIDICINI, G.; OLIVEIRA, A.M.S.; MATUOKA, J. 1970. Uplift pressures and deformations at Ibatinga dam foundations, Tiete river, Southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1, Paris, 1970. Proceedings .... Paris, IAEG. v. 2, p. 1235-1246.
- GUIDICINI, G.; USSAMI, A. 1969. Controle da subpressão nas fundações da barragem de Jupia, Rio Paraná. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1, São Paulo, 1969. Anais.... São Paulo, APGA. v. 2, tema 3.
- HABIB, P. & SABARLY, F. 1953. Etude de la circulation de l'eau dans un sol perméable par analogie électrique à trois dimensions. In: CONGRES INTERNACIONAL DE MÉCANIQUE DE SOLS, 3.
- HAUSMAN, A. 1966. Comportamento do freático nas áreas basálticas do Rio Grande do Sul. Boletim Paranaense de Geografia, Curitiba, (18/19).
- HSU, S.J.C.; RE, 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, 1970. Anais.... São Paulo, APGA. v. 2 tema 5, p. 409-416.

- IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.. 1977. Geografia do Brasil, região Sul, Rio de Janeiro, v. 5.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1971. Implicações das feições geológicas no projeto, construção e comportamento da barragem de Ibitinga. São Paulo. (Relatório IPT, 6113).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1973. Estudo hidrogeotécnico do maciço rochoso de fundação das estruturas de concreto da barragem de Promissão. São Paulo. (Relatório IPT, 7164).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. 1979. Injeções em basalto. São Paulo. (Relatório final, IPT, 12.513).
- JOHN, K.W. 1974. O 2º Congresso Internacional de Geologia de Engenharia (São Paulo, Brasil, 18 a 24 de agosto de 1974, revisão e análise). Informativo ABGE, São Paulo, (1). (Apresentado na Tradução do Boletim da IAEG, nº 10).
- JOUANNA, P. 1972. In situ permeability tests under applied stresses. In: SYMPOSIUM ON PERCOLATION THROUGH FISSURED ROCK. Stuttgart, 1972. Proceedings.... Stuttgart, ISRM. theme 2-G, p. 1-6.
- KANJI, M.A. 1970. Relato sobre o tema: Geologia de barragens. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 2, São Paulo, 1970. Anais... São Paulo, APGA. v. 2, tema 5, p. 351-370.
- KANJI, M.A. 1975. Reflexões sobre a geologia de engenharia e as potencialidades do 1º Congresso da ABGE. Informativo ABGE, São Paulo. (2).
- KRSMANOVIC, D.; MILIC, S. 1963. Model experiments on pressure distribution in some cases of a discontinuum. Journal of the International Society Rock Mechanics, (1) supl.
- LAA, F.; FRANCO, A.M. 1970. Comportment de la fondation de quelques barrages espagnols lors de leur première mise em charge, fonda

tion sans voile d'injection. In: CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES, 10, Montreal, 1970. Compte rendu.... Montreal, CIGB. v. 3, questão 38, p. 141-156.

LEINZ,V. 1949. Contribuição à geologia dos derrames basálticos do sul do Brasil. Boletim da Faculdade de Filosofia Ciências e Letras, USP. São Paulo. (Geologia, 5).

LEONE,P.C.; RUIZ,M.D. 1970. The importance of grout properties in grouting jointed masses. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 1, Paris, 1970. Proceedings.... Paris, IAEG. v. 1, p. 616.

LONDE,P.; SABARLY,F. 1966. La distribution des permeabilités dans les fondations des barrages voûtes en fonction du champ de contraintes. In: CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS, 1, Lisboa, 1966. Proceedings....Lisboa, LNEC. v. 2, p. 517-522.

LOUIS,C. 1967. Étude des écoulements d'eau dans les roches fissurées e de leur influence sur la stabilité des massifs rocheux. Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches, Paris, (3): p. 5-132, 1968. (Thèse Doct. Université Karlssruhe).

LOUIS,C. 1970. Hdraulic triple probe to determine the directional hydraulic conductivities of porous on jointed media. s.l. Imperial College (Rock. Mech. Res. Rep. GB, D12).

LOUIS,C. 1972. Les caractéristiques du massif de fondation du barrage de Grand Maison Bulletin BRGM, (4), seção III.

LOUIS,C. 1974. Introduction à l'hydraulique des roches. Orleans, BRGM.

LUGEON,M. 1933. Barrages et geologie. Paris, Dunod.

- MAINI, Y.N. 1971. In situ hydraulic parameters in jointed rock, their measurement and interpretation. London. (Thesis, Ph. D. Imperial College).
- MARQUES FILHO, P.L.; WAKATSUKI, S.; OLIVEIRA, R.M. 1972. Usina Hidrelétrica Salto Osório: comentários sobre o tratamento de fundações. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 8, São Paulo, 1972. Anais.... São Paulo, CBGB, v. 1, p. 76-128.
- MARY, M. 1965. Les barrages. Paris, Presses Universitaires de France. 125 p. (Que Saije, 1183).
- MELLO, V.F.B. 1966. Acidentes em barragens. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3, Belo Horizonte. 1966. Anais..... Belo Horizonte, ABMS, v. 1, tema 5, p. 54-73.
- MELLO, F.M. de. 1974. Ensaio de campo de verificação das condições de maciços rochosos em fundação de barragens para tratamento por injeções. Rio de Janeiro. 138 p. (Tese de mestrado. Instituto de Geociências - UFRJ).
- MOLER, W.A.; CABRERA, J.C. 1976. Características de fundações sobre rochas basálticas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, Rio de Janeiro, 1976. Anais.... Rio de Janeiro, ABGE. v. 2, p. 197-216.
- MONTICELLI, J.J.; GERALDO, A.; SOARES, L. 1978. Rotary drilling equipment used in large dams in Brasil. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 3, 1978. Madrid. Proceedings.... Madrid, IAEG. v. 1, seção 4, p. 49-60.
- MOURA FILHO, O.; SORREGOTTE, C. 1975. Prospecção do maciço rochoso para fundação das estruturas de concreto, Usina de Água Vermelha, Rio Grande. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 10, Curitiba, 1975. Anais..... Curitiba, CBGB.

- NUSKE, M.J. 1970. Características hidrogeológicas do maciço rochoso de Ilha Solteira. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 2, São Paulo, 1970. Anais..... São Paulo, APGA. v. 1, p. 319.
- OLIVEIRA, A.M.S. 1969. Aspectos geológicos do derrame basáltico principal da barragem de Ilha Solteira. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 1, São Paulo, 1969. Anais..... São Paulo, APGA. v. 2, tema 3.
- OLIVEIRA, A.M.S. 1971. Estudos geotécnicos e tratamento de fundações de barragens. Relatório geral dos resultados de estágio para aperfeiçoamento, realizado na França. São Paulo, IPT.
- OLIVEIRA, A.M.S.; CORREIA FILHO, D. 1976. Acompanhamento hidrogeotécnico da barragem de Promissão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 11, Fortaleza, 1976. 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, Rio de Janeiro. 1976, Anais.... Rio de Janeiro, ABGE. v. 2, p. 413-430.
- OLIVEIRA, A.M.S.; SILVA, R.F.; FERREIRA JUNIOR, J. 1975. Ensaio de perda d'água sob pressão, diretrizes. Boletim ABGE, São Paulo, (2).
- OLIVEIRA, F.E.; SILVA, C.M.; LIMA, F.W. 1966. Estudo de percolação em fundações de barragens por meio de isótopos radioativos. São Paulo, Laboratório de Hidráulica da EPUSP/DAEE/IEA.
- PENA, H. e outros. 1970. Injection, drainage et auscultation hydraulique dans les fondations du barrage de Rapel. In: CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES, 10, Montreal, 1970. Compte Rendu.... Montreal, CIGB, v. 2, questão 37, p. 651-682.

- PICHLER, E. 1954. Diretrizes para o estudo geológico de barragens. São Paulo, IPT. (Publicação IPT, 507).
- QUADROS, E.F. 1981. Estudo experimental sobre o escoamento da água em fraturas rochosas. São Paulo. (Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica - USP).
- RAT, M. 1974. Les caractéristiques principales de l'hydrogéotéchnique. Bulletin BRGM. Orleans, (4).
- RE, 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. 38 p.
- REBOUÇAS, A.C. 1976. Recursos hídricos subterrâneos da bacia do Paraná; análise de pré-viabilidade. São Paulo. (Tese de Livre Docência. Instituto de Geociências - USP).
- ROCHA, M. 1971. Método para amostragem integral de maciços rochosos. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (Memoria LNEC nº 374).
- RUIZ, M.D. 1963. Geologia aplicada à barragem em Jupia: sistema Urubupungá. São Paulo, IPT. (Publicação IPT, 699).
- RUIZ, M.D. 1969. Problemas relacionados com a geologia da barragem de Barra Bonita. São Paulo, IPT/CESP. (Publicação IPT, 866).
- RUIZ, M.D. 1970. Discurso de abertura. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 2, São Paulo, 1970. Anais.... São Paulo, APGA. v. 1, p. 1-10.
- SABARLY, F. 1968. Les injections et les drainages de fondation des barrages en roches peu permeables. Geotechnique, 18: 229-249. Jun.
- SABARLY, F. 1971. Le rôle de l'eau dans les fondations de barrages. Separata Revue de l'Industrie Minerale, nº special, jul.

- SABARLY, F. 1974. Engineering geology related to dam foundations.
In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENGINEERING GEOLOGY, 2, São Paulo, 1974. Proceedings..... São Paulo, ABGE, 3. v, theme 6, p. 307.
(Plenary session).
- SABARLY, F.; PAUTRE, A.; LONDE, P. 1970. Quelques reflexions sur la drainabilité des massifs rocheux. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS, 2, Belgrado, 1970. Proceedings.... Belgrado, ISRM. v. 3, p. 6-12.
- 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, Fortaleza, 1976. 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 Paranã, utilizando técnicas radioisotópicas. São Paulo. (Publicação IEA, 389).
- SANTOS, A.R. 1976. Por menos ensaios e instrumentações e por uma maior observação da natureza. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Rio de Janeiro, 1976. Anais..... Rio de Janeiro, ABGE. v. 1; p. 177-186.
- 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. (Publicação IPT, 727).
- SCHOELLER, H. 1962. Les eaux souterraines. Paris, Dunod.
- SERAFIM, J.L. 1962. Comentários sobre o artigo de Casagrande. Geotechnique, jun.

- SERAFIM, J.L.; DEL CAMPO, A. 1965. Interstitial pressures on rock foundations of dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE.
- SHARP, J.C. 1970. Fluid flow through fissured media. Londres (Thesis, PhD Imperial College).
- SILVA, R.F. 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.
- SILVA, R.F.; ARAUJO, J.S.; MONTICELLI, J.J. 1978. Special "in situ" tests for the determination of permeability conditions. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 3, Madrid, 1978. Proceedings..... Madrid, IAEG, v. 1, seção 4, p. 78-90.
- SIMONDS, A.W. 1951. Final foundation treatment at Hoover dam. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE (109).
- SNOW, D.T. 1965. A parallel plate model of fractured permeable media. Berkeley. (Thesis, PhD. University of California).
- TALOBRE, J.A. 1967. La mécanique des roches. Paris, Dunod.
- TATAMIYA, C.T. et alii. 1972. Proposta de adoção de uma sistemática de ensaios de caracterização de caldas de cimento usados em injeções. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 8, São Paulo, Anais.... São Paulo, CBGB, v. 1, tema 1, p. 148.
- TER MINASSIAN, W.; SABARLY, F.; LONDE, P. 1967. Comment proteger les barrages voutes contre la pression de l'eau dans les appuis. In: CONGRES INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES, 9, Istambul, 1967. Compte Rendu..... Istambul, GIGB. Q. 32, R. 12, p. 185-199.

TERZAGHI, K. 1929. Efeitos de fatores geológicos secundários sobre a segurança de barragens. In: COMISSÃO INTERESTADUAL DA BACIA PARANÁ - URUGUAI. Geologia e engenharia de barragens; tradução de Ernesto Pichler. São Paulo, IPT, 1956, p. 33-50.

TERZAGHI, K. 1962. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. Geotechnique, dez.

TIZDEL, R.R. 1970. Deformations of rock foundations of high dams after filling reservoir. In: CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS, 2, Belgrado, 1970. Proceedings.... Belgrado. v. 3, theme 21.

VARLET, H. 1966. Barrages reservoirs. Paris, Ed. Eyrolles.

WITHERSPOON, P.A.; NEUMAN, N. 1972. Finite element methods in hydro geology. Orleans, BRGM. (Rapport BRGM, 72).

WITTKE, W. 1973. Percolation through fissured rock. Stuttgart. (Relato geral sobre o Simpósio).

YOKOTA, J. 1963. Experimental studies on the design of grouting curtain and drainage for the dam Kurobe nº 4. Journal of the International Society for Rock Mechanics, New York, 1(314): 224-244.