

GUIDO GUIDICINI  
ANDREA BARTORELLI



# BARRAGENS EM BASALTOS

## DA FORMAÇÃO SERRA GERAL

▶ ▶ ▶ ASPECTOS GEOLÓGICOS RELEVANTES

PATROCINADOR:

**CONFEA**  
Conselho Federal de Engenharia  
e Agronomia



**CREA**  
Conselhos Regionais de Engenharia  
e Agronomia



**mútua**  
Caixa de Assistência dos Profissionais do Crea

REALIZADORES:



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA  
DE ENGENHARIA E AMBIENTAL

**GeoEnergy**  
Engenharia

# Anexo

## 11. RELATO DE CASOS

### 11.1.1 ÁGUA VERMELHA 1 (JOSÉ ERMÍRIO DE MORAES) - RIO GRANDE

#### ▷ DESTAQUE: ESTRUTURAS CIRCULARES

##### 11.1.1.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Água Vermelha foi construída no rio Grande, no local conhecido como Cachoeira dos Índios, aproximadamente 80 km a montante da confluência com o rio Paranaíba. O arranjo geral é constituído por estruturas de concreto, implantadas no centro do vale, em correspondência ao leito natural do rio, ladeadas por barragens construídas em aterro compactado de seção homogênea. O eixo de barramento, longe de ser reto, reflete a necessidade de adaptação à presença de estruturas geológicas desfavoráveis, além de atender a requisitos de ordem hidráulica (**Figura 11.1.1.1**).

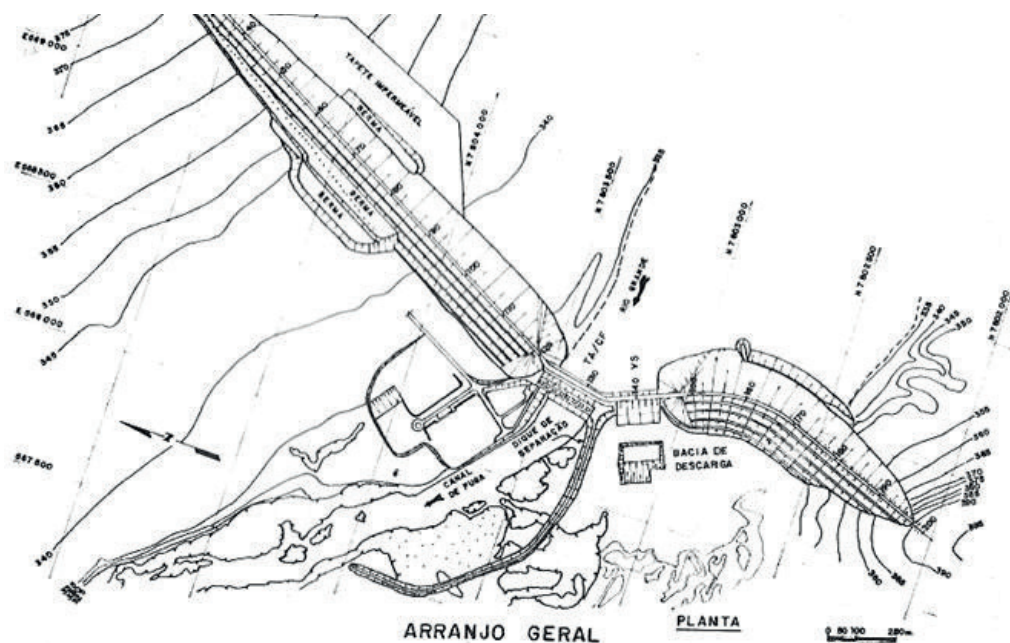
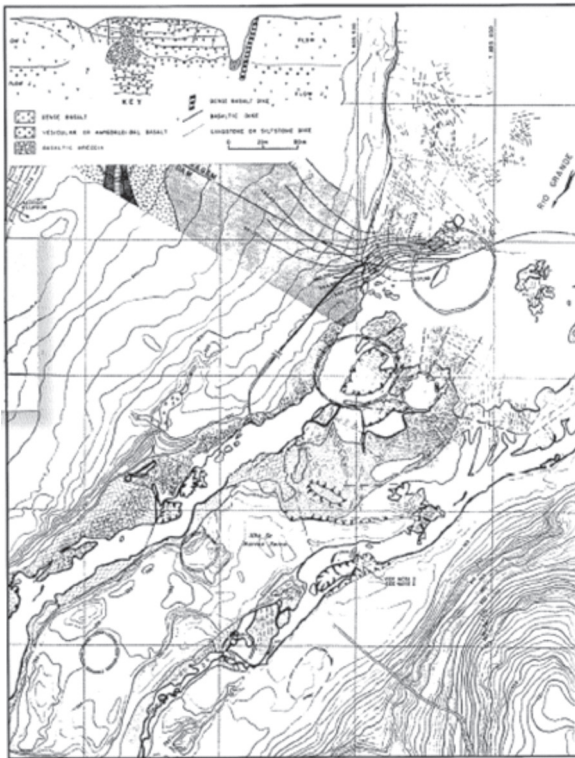


Figura 11.1.1.1 - Água Vermelha - Arranjo geral (Construção Pesada, 1977).

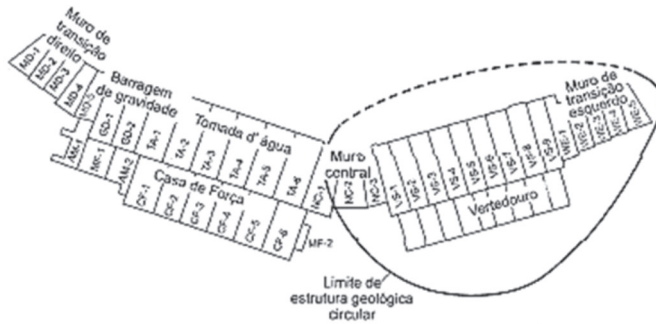
### 11.1.1.2 Principais aspectos geológicos

No sítio do aproveitamento de Água Vermelha foram identificados e investigados seis derrames, denominados localmente por J, L, M, N, O e P, de baixo para cima, com espessura variável entre 10 e 40 metros, sendo que cada derrame apresenta uma sequência litológica convencional, incluindo brecha basáltica, basalto vesículo-amigdaloidal e denso. Logo no início das investigações do sítio foram detectadas na área diversas estruturas basálticas não convencionais, de contorno aproximadamente circular e dimensões variadas, distribuídas ao longo de um trecho do leito do rio e em suas margens, em locais não recobertos por solos. Em uma área que se estende cerca de um quilômetro para montante e três quilômetros para jusante do eixo foram identificadas 11 estruturas circulares, com diâmetro variando entre dezenas e três centenas de metros (**Figura 11.1.1.2**).



**Figura 11.1.1.2** – Água Vermelha - Planta com indicação da presença de diversas estruturas circulares (ABGE, 2017).

Constatou-se, assim, que uma das estruturas circulares se situava na área prevista para o barramento, interferindo com o vertedouro e muros anexos (**Figura 11.1.1.3**).



**Figura 11.1.1.3** – Água Vermelha – Área de interferência da estrutura circular com o vertedouro e obras anexas, em planta (Silveira, 2003).

Cogitou-se, de início, mudar o eixo da barragem, deslocando-o algumas centenas de metros rumo a montante, mas com isso o empreendimento perderia um forte elemento de atratividade, representado pela cachoeira dos Índios, que correspondia a um salto natural a ser integrado ao projeto, visto que não seria possível aproveitar o canal natural existente a jusante do salto para restituição das águas da casa de força. Outras considerações de ordem fisiográfica, que não favoreciam a translação do barramento para montante, desaconselhavam a mudança de eixo, que acabou permanecendo no local inicialmente cogitado. A **Figura 11.1.1.4** mostra o sítio da cachoeira e identifica quatro das estruturas circulares que ocorrem na área, as de maior interferência com o projeto.



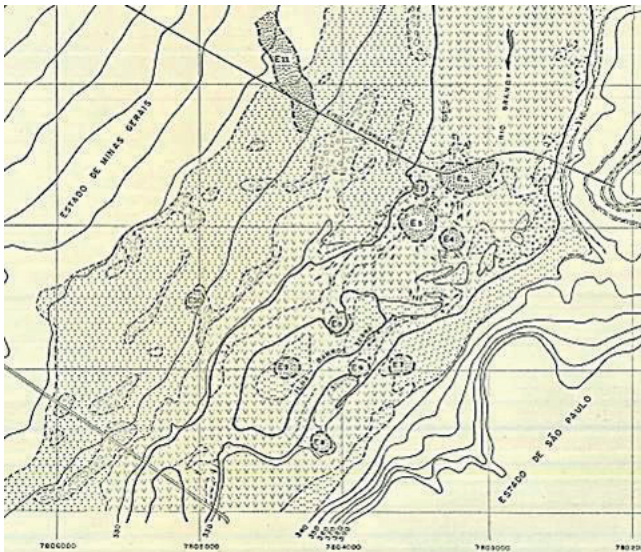
**Figura 11.1.1.4** – Água Vermelha – Estruturas circulares de maior interferência com o projeto. As letras a, b e c indicam locais mais profundos (Araújo, 1982).

As investigações para o projeto de viabilidade revelaram que as anomalias citadas apresentavam grande complexidade estrutural e heterogeneidade, além de características geomecânicas menos favoráveis do que as rochas basálticas adjacentes, o que acarretou a adoção de mudanças no arranjo de projeto, para melhor adaptação à permanência do barramento no sítio da cachoeira. Com o objetivo de evitar recalques diferenciais em uma estrutura localizada sobre materiais de características elásticas muito diferentes, deslocou-se a tomada d'água em direção à ombreira direita, de modo a ficar alojada integralmente sobre basalto denso. O vertedouro sofreu também pequeno deslocamento, com o objetivo de localizá-lo inteiramente sobre a estrutura geológica anômala. Os muros laterais do vertedouro foram implantados nas transições entre a estrutura circular e o maciço adjacente. Tendo-se constatado que o intenso fraturamento da rocha na estrutura circular acarretava condições geomecânicas menos favoráveis, que facilitavam a erosão

na dissipação do jato a jusante do vertedouro, optou-se por modificar a forma da estrutura de concreto de modo a obrigar o jato d'água a incidir a jusante da estrutura anômala, minimizando os efeitos erosivos e evitando a deposição de material detrítico em locais indesejáveis.

### 11.1.1.3 As estruturas circulares

As estruturas circulares ocorrem no seio dos dois derrames de posição estratigráfica superficial no sítio. Como já referido, foram identificadas 11 estruturas, através de fotografias aéreas, sobrevoo, mapeamento de superfície e sondagens, estas numeradas de 1 a 11. As melhores condições de observação foram encontradas nas estruturas de nºs 1, 2 e 3, situadas na área enseada para construção da barragem e na de nº 6, localizada em uma cachoeira de braço do rio (**Figura 11.1.1.5**). A exceção da estrutura nº 2, em todas as outras foram obtidas informações de subsuperfície, por meio de sondagens rotativas ou por amostragem de calha em poços tubulares de abastecimento de água. As estruturas tem forma circular ou elíptica, com diâmetro variando entre 80 e 340 metros.



**Figura 11.1.1.5** – Água Vermelha – Identificação das 11 estruturas circulares detectadas na área do empreendimento (Araújo, 1982).

As estruturas circulares apresentam algumas características comuns, quais:

- a) preenchimento por brechas piroclásticas e pequenos derrames basálticos,
- b) contato brusco com os derrames encaixantes,
- c) diques anelares em suas volta, formados por basalto compacto com diaclasamento colunar, estando as colunas dispostas na horizontal,
- d) sistema de fraturas anelares e radiais, afetando as encaixantes,
- e) diques anelares de materiais clásticos sedimentares ou de minerais de deposição secundária.

A **Figura 11.1.1.6** documenta o aspecto dos delgados derrames basálticos brechóides e vesiculares que preenchem as estruturas circulares. Os derrames são constituídos de basaltos

afaníticos, de coloração castanho-avermelhada e possuem espessura variável entre algumas dezenas de centímetros e poucos metros. Os derrames são descontínuos e frequentemente se acunham e terminam de maneira brusca.



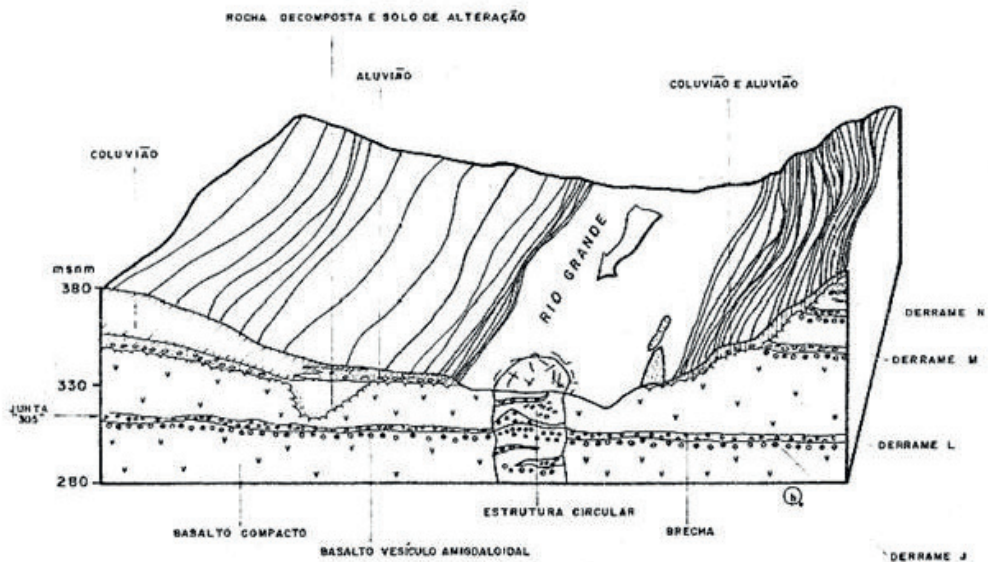
**Figura 11.1.1.6** – Água Vermelha – Delgados derrames, com espessura de poucas dezenas de centímetros, preenchem as estruturas circulares (Araújo, 1982).

Tem atitude subhorizontal, mas localmente podem apresentar ondulações, mergulhos acentuados ou serem cortados por diques de basalto. O topo dos derrames pode apresentar estruturas como lava em corda ou superfície filamentosa. O contato do material de preenchimento com as encaixantes é brusco, assinalado frequentemente pela presença de diques anelares de basalto denso dos derrames externos (**Figura 11.1.1.7**).



**Figura 11.1.1.7** – Água Vermelha – Dique anelar de basalto denso colunar, de atitude horizontalizada, no contato com a estrutura circular, visível do lado esquerdo da imagem (Araújo, 1982).

Informações obtidas por sondagens mecânicas atestaram a continuidade das estruturas circulares em profundidade (até o máximo de 70 metros de profundidade alcançado), mantendo a estrutura de empilhamento de delgados derrames associados a brechas basálticas aglomeráticas e piroclásticas, em contraste com o padrão regular dos derrames basálticos adjacentes. A **Figura 11.1.1.8** mostra, de forma esquemática, uma das estruturas circulares no contexto dos derrames encaixantes.



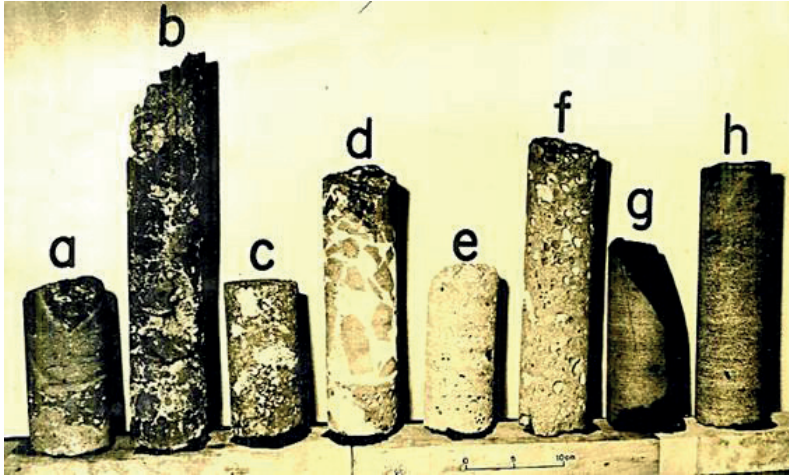
**Figura 11.1.1.8** – Água Vermelha – Bloco diagrama focando uma estrutura circular no sítio da barragem (Duó & outros, 1983).

A **Figura 11.1.1.9** exibe amostras típicas de brecha aglomerática obtida em sondagens feitas no interior das estruturas circulares.



**Figura 11.1.1.9** – Água Vermelha - Esquerda - Brecha basáltica piroclástica de granulação grossa. Direita - Brecha basáltica piroclástica de granulação lapílica (Araújo, 1982).

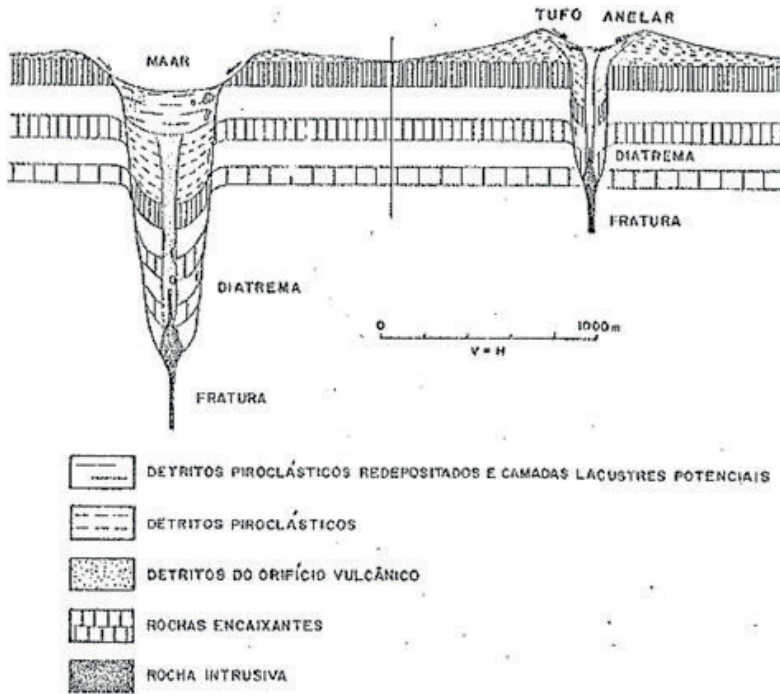
Outras variedades basálticas obtidas no sítio do empreendimento são apresentadas na **Figura 11.1.1.10**, a seguir.



**Figura 11.1.1.10** - Água Vermelha - Variedades litológicas de basaltos obtidas no sítio por sondagens rotativas - (a) brecha basáltica aglomerática; (b) brecha basáltica calcária; (c) brecha basáltica arenosa; (d) brecha basáltica piroclástica; (e, f) basalto vesículo-amigdaloidal; (g) basalto compacto cinza-azulado; (h) basalto compacto cinza (Araújo, 1982).

#### 11.1.1.4 Gênese das estruturas circulares

Conduitos vulcânicos similares aos existentes em Água Vermelha tem sido descritos na literatura nacional e internacional, sob denominações diversas, tais como diatremas, *maars*, tufo anelares, cones de tufo, crateras anelares. Tais denominações refletem as características físicas das ocorrências e remetem à sua gênese. Nas definições propostas na literatura, a distinção entre *maar*, tufo anelar e cone de tufo é feita a partir das características petrográficas, granulométricas e estruturais de seus depósitos piroclásticos e da configuração morfológica da cratera. No caso do *maar*, a cratera se situa abaixo da superfície geral do terreno, enquanto no tufo anelar e no cone de tufo a cratera se situa acima. O diatrema representa um trecho da cratera do *maar*, preenchido por detritos piroclásticos. Os *maars* se diferenciam das caldeiras por possuir diâmetro menor, comumente inferior a um quilômetro, enquanto as caldeiras atingem cinco quilômetros ou mais. Segundo Lorenz (1973), o mecanismo de formação dos *maars* é similar ao dos gêiseres, em que a água subterrânea penetra em fissuras recém-formadas e entra em contato com o magma em ascensão, aquecendo-se até se transformar em vapor, que tende a subir rapidamente, transportando fragmentos de rochas juvenis e detritos das encaixantes. Forma-se assim uma câmara de erupção, na qual as pressões são intermitentemente altas e baixas, em relação à coluna d'água e às paredes rochosas circundantes, até que o teto da câmara se torna instável, dando origem a uma cavidade anelar que atinge a superfície. A **Figura 11.1.1.11** ilustra a formação de crateras de tipo *maar* e de tufo anelar.



**Figura 11.1.11** - Água Vermelha - Formação de crateras de tipo maar e anelar (Lorenz, 1973, in Araújo, 1982).

As estruturas circulares de Água Vermelha podem ser consideradas como resultantes de um mesmo processo vulcânico e são assemelhadas a diatremas, isto é, a trechos da cratera preenchidos por detritos piroclásticos. Sua expressão superficial, entretanto, não pôde ser definida com segurança, pois os materiais piroclásticos ejetados para fora das crateras não puderam ser identificados, seja por terem sido destruídos por erosão ou soterrados por solos ou por novo derramamento de lava basáltica, restando somente os remanescentes no interior das crateras, isto é, das estruturas circulares.

### 11.1.1.5 Considerações finais

No início dos trabalhos de detalhamento dos estudos de campo foram identificadas estruturas basálticas anômalas, de contorno aproximadamente circular, rompendo a seqüência estratigráfica normal, típica dos derrames basálticos e impondo mudanças no arranjo geral das obras, devido a sua heterogeneidade, complexidade estrutural e características geomecânicas mais pobres em relação aos basaltos adjacentes. A intensificação das investigações de superfície e sub-superfície, bem como a realização de ensaios geomecânicos *in situ* e laboratório levaram a uma adequada caracterização dessas estruturas, impondo diversas modificações no posicionamento da tomada d'água e do vertedouro, além da adoção de medidas complementares em termos de tratamento das fundações e monitoramento. Foi também possível caracterizar, pela primeira vez no contexto das rochas basálticas em território nacional, a ocorrência dessas estruturas anômalas, que se revelaram pequenas crateras e fontes secundárias de extravasão de materiais piroclásticos.

### 11.1.1.6 Material consultado

- ARAUJO, J.S. – Estruturas circulares de Água Vermelha. Dissertação de Mestrado. São Paulo, USP/ Instituto de Geociências. 1982. 84 páginas.
- ARAÚJO, J.S. & HASUI, Y. – Estruturas vulcânicas em basaltos no vale do rio Grande. São Paulo/ Minas Gerais. In: V Simpósio Regional de Geologia. São Paulo, 1985. Anais...Vol. 1, pág. 289-300.
- ARAUJO, J.S., BJORNBERG, A.J.S. SILVA, R.F. & SOARES, L. – A complex structure in basaltic lava flows at Água Vermelha Dam, SP, Brazil. In: International Symposium on the Geotechnics of structurally complex formations. Capri, 1977. Anais...AGI. Vol. 1, pág. 11-18.
- BARBI, A.L. – Comportamento de fundações de barragens de concreto: fatores condicionantes e desempenho dos tratamentos. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. São Paulo, 1983. ABMS/ABGE/CBMR. Anais...Vol. 1B, pág. 209-231.
- BJORNBERG, A.J.S., SANTOS, C.A.F.F. & ZEFES, F. – Decisões técnicas relacionadas com a barragem de Água Vermelha. In: XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, 1980. CBGB. Anais...Vol. 1, pág. 269-291.
- DUÓ, A., SILVEIRA, J.F.A. & ABRÃO, A. – José Ermirio de Moraes (Água Vermelha). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 17-51.
- FRANK, H.T., WAICHEL, B.B., GOMES, M.E.B. & FORMOSO, M.M.L. – Basalt ring structures in lava flows from the Serra Geral Formation at the Água Vermelha dam (São Paulo, Brazil) as collapse structures. In: IV Simpósio de Vulcanismo e Ambientes Associados, Foz do Iguaçu, SBG. Anais, Cascavel, PR: Coluna do Saber, 2008 (CD-ROM).
- KANJI, M.A., ABRAHÃO, R.A., MOURA FILHO, O. & MIDEA, N.F. – Complex structures at dam foundation: geomechanical characteristics (Água Vermelha). In: In: International Symposium on the Geotechnics of structurally complex formations. Capri, 1977. Anais...AGI. Vol. 1, pág. 297-305.
- MOURA FILHO, O. & SORREGOTTI, C. – Prospecção do maciço rochoso para fundação das estruturas de concreto, Usina de Água Vermelha – Rio Grande. In: X Seminário Nacional de Grandes Barragens, Curitiba. CBGB, 1975. Anais...Vol. 2, Tema 4, Paper 8.

## 11.1.2 ÁGUA VERMELHA 2 (JOSÉ ERMÍRIO DE MORAES) - RIO GRANDE

### ▷ DESTAQUE: DESCONTINUIDADES DE GRANDE EXTENSÃO (JUNTAS-FALHAS)

#### 11.1.2.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Água Vermelha foi construída no rio Grande, no local conhecido como Cachoeira dos Índios, aproximadamente 80 km a montante da confluência com o rio Paranaíba. O arranjo geral é constituído por estruturas de concreto, implantadas no centro do vale, em correspondência ao leito natural do rio, ladeadas por barragens laterais, construídas em aterro compactado de seção homogênea (**Figura 11.1.1.1**, apresentada anteriormente).

### 11.1.2.2 Geologia do sítio

No sítio do aproveitamento de Água Vermelha foram identificados e investigados seis derrames, denominados localmente por J, L, M, N, O e P, de baixo para cima, com espessura variável entre 10 e 40 metros, sendo que cada derrame apresenta uma sequência litológica convencional, incluindo brecha basáltica, basalto vesículo-amigdaloidal e denso. O maciço rochoso local exibe, tanto em afloramentos quanto pela interpretação dos testemunhos das sondagens, a presença de descontinuidades subhorizontais bem desenvolvidas, concordantes com a atitude geral dos derrames e que representam elementos de fraqueza estrutural, devido à menor resistência mecânica e à elevada condutividade hidráulica. A **Figura 11.1.2.1** retrata uma das paredes que conformam o degrau na seção longitudinal do rio Grande na Cachoeira dos Índios e que exibe algumas das extensas juntas que caracterizam o maciço local, colocadas em maior evidência pela ação erosiva diferencial das águas. A própria superfície do maciço rochoso local coincide com uma das referidas descontinuidades de grande extensão.



**Figura 11.1.2.1** – Água Vermelha – Extensas juntas subhorizontais interceptam o maciço rochoso na Cachoeira dos Índios (ABGE, 2017, pág. 163).

Nas fundações das estruturas de concreto, ao longo do contato entre os derrames J e L, próximo à altitude 305 m, a cerca de 25 metros abaixo do leito do rio foi identificada a presença de uma descontinuidade, denominada “Junta 305”, que corresponde a uma camada de sedimentos intertrapeanos de características geomecânicas pobres. Essa feição se enquadra dentro do conceito de junta-falha, elemento estrutural encontrado com frequência em derrames basálticos na bacia do Paraná. A Junta 305 teve reflexos determinantes no projeto, uma vez que condicionava a estabilidade das estruturas da tomada d’água e casa de força. São características relevantes da Junta 305 o preenchimento com material de natureza variada, desde fragmentos de rocha até siltes e argilas resultantes do intemperismo da rocha e de processo de cataclase, além da variabilidade na espessura, desde milimétrica até mais de 10 centímetros na fundação da tomada d’água, transformando-se em um pacote de rocha fraturada na fundação do vertedouro, com espessura de até um metro. A **Figura 11.1.2.2** documenta sua ocorrência na fundação das estruturas de concreto.



**Figura 11.1.2.2** - Água Vermelha - Aspecto da junta-falha da el. 305 m, na fundação das estruturas de concreto (Fujimura, ABGE, 2017, pág. 255).

As investigações do subsolo contaram não apenas com a realização de campanhas de sondagens rotativas, com técnicas de alta recuperação, como também com a execução de poços e galerias em rocha a partir das quais foram conduzidos ensaios *in situ* para determinação das características de deformabilidade, permeabilidade e resistência. Em furos de sondagens rotativas foram realizados ensaios de deformabilidade, com o emprego de dilatômetro desenvolvido pelo LNEC de Lisboa. Digna de menção foi a abertura do túnel de prospecção, escavado cerca de 20 metros abaixo do nível do rio, atravessando o contato entre derrames J e L, com seção de cinco metros quadrados e 600 metros de extensão, com três poços de acesso com 30 metros de profundidade (**Figura 11.1.2.3**).

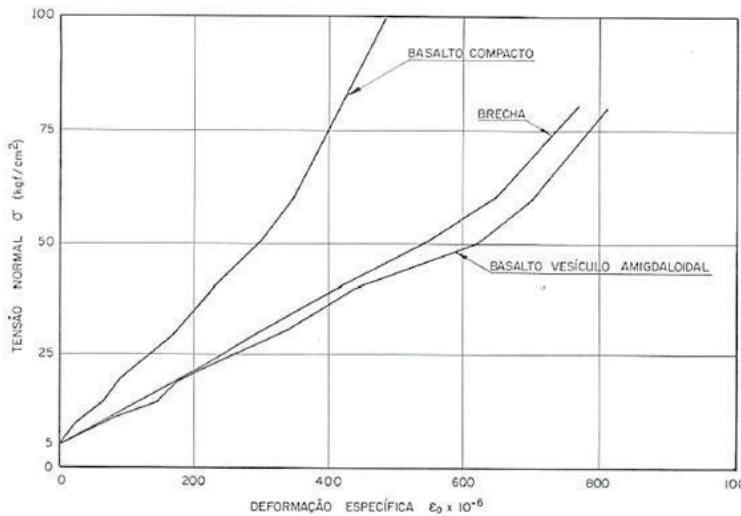


**Figura 11.1.2.3** - Água Vermelha - Túnel de prospecção (Foto: Francesco Barale, in Curti, 2011).

A principal dificuldade ocorreu quando da abertura do primeiro poço de acesso, devido ao intenso fluxo d'água, da ordem de 250 m³/h, surgido quando foi interceptada a Junta 305.

### 11.1.2.3 Ensaios de caracterização mecânica

De início, os poços de acesso ao túnel de prospecção serviram para execução de testes globais de bombeamento, para obtenção de dados úteis na definição dos sistemas de bombeamento provisório e definitivo. Para a Junta 305, que tem grande continuidade lateral, foi estimado um coeficiente de permeabilidade da ordem de 10<sup>-2</sup> cm/s. Como referido acima, em furos de sondagens foram realizados 51 ensaios de dilatométrica, com equipamento do LNEC, em basalto denso, vesicular e também na lava aglomerática, envolvendo as áreas da tomada d'água/casa de força e do vertedouro, onde se localiza a estrutura circular nº 2. Constatou-se, fato já esperado, que a deformabilidade do material de enchimento da estrutura circular (derrames brechóides e vesiculares, lava aglomerática) é menor do que a dos derrames adjacentes. O módulo de deformabilidade da estrutura anômala varia de 20.000 a 50.000 kg/cm² e o do basalto denso adjacente varia de 100.000 a 200.000 kg/cm² (**Figura 11.1.2.4**).

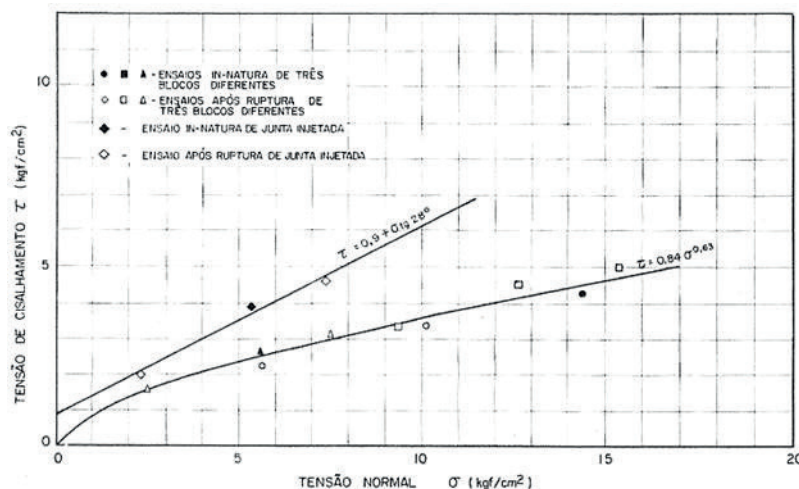


**Figura 11.1.2.4** - Água Vermelha - Resultados dos ensaios de deformabilidade em furos de sondagem (Bjornberg & outros, 1980).

Ensaios de cisalhamento foram feitos tanto no campo, quanto em laboratório. Sob a tomada d'água, foram realizados três ensaios de cisalhamento in situ. Já, sob a fundação do vertedouro foram escavados dois poços de acesso à galeria prevista sob a estrutura, tendo sido ensaiados seis blocos ao cisalhamento. Os nove ensaios assim executados forneceram resultados que podem ser expressos pelas seguintes equações:

$$\begin{aligned} \tau &= 0,84 \sigma^{0,63} \text{ (blocos sob a tomada d'água)} \\ \tau &= \sigma^{0,82} \text{ (blocos sob o vertedouro - galeria P3-P2)} \\ \tau &= 0,67 \sigma^{0,88} \text{ (blocos sob o vertedouro - galeria P3-P4)} \end{aligned}$$

Os ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratório forneceram parâmetros geotécnicos similares, com uma envoltória representada pela equação (média das juntas, no estado natural):  $\tau = 0,54 \sigma^{0,80}$ . A **Figura 11.1.2.5** apresenta as envoltórias lineares da Junta 305 obtidas, também, por regressões pelo método dos mínimos quadrados.



**Figura 11.1.2.5** – Água Vermelha – Envolvórias de resistência de resistência (ensaios in natura e após ruptura) (Bjornberg & outros, 1980).

Ao lado da coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), foram determinados parâmetros de deformação/rigidez para descrever a resposta do meio às solicitações normais e tangenciais. Esses parâmetros, designados como  $K_n$  (*unit normal stiffness*) e  $K_t$  (*unit shear stiffness*) passaram a ser utilizados para a adoção de modelos de junta rochosa em análises por elementos finitos.  $K_n$  e  $K_t$  são definidos em função da relação entre tensão máxima (normal ou cisalhante) e deslocamento (normal ou cisalhante) nessa tensão. A **Tabela 11.1.2.1** a seguir apresenta os valores dos coeficientes de rigidez normal  $K_n$  e tangencial  $K_t$  calculados para a mesma junta de grande continuidade.

**Tabela 11.1.2.1** – Água Vermelha – Valores de  $K_n$  e  $K_t$  calculados (Bjornberg & outros, 1980)

Local	$K_n$ (kgf/cm <sup>2</sup> /m)	$K_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> /m)
Tomada d'água	80*	12 ( $\sigma = 4,25$ kgf/cm <sup>2</sup> )
		20 ( $\sigma = 8,0$ kgf/cm <sup>2</sup> )
Vertedouro	( $\sigma = 9$ kgf/cm <sup>2</sup> )	29 ( $\sigma = 24$ kgf/cm <sup>2</sup> )

\* = média de três blocos ensaiados, sem correção para a tensão normal  $\sigma_0$  pré-existente

Nas áreas das estruturas de concreto foram feitos três testes de injeção de calda de cimento, para determinação das características de aceitação dos diversos horizontes e definição da malha a ser adotada. Após a realização das injeções, foram executados ensaios de cisalhamento direto da Junta 305 que indicaram aumentos significativos tanto da resistência ao cisalhamento quanto do coeficiente de rigidez tangencial. Tal afirmativa se apoia nas diferenças observadas no ângulo de atrito e na coesão para a descontinuidade em ambos os estados, natural e injetado. Essas diferenças são demonstradas pelas equações a seguir, representativas das respectivas envoltórias lineares de resistência:

$$\tau = 0,445 + \sigma \operatorname{tg} 24^\circ \text{ (junta natural)}$$

$$\tau = 0,883 + \sigma \operatorname{tg} 28^\circ \text{ (junta injetada)}$$

Admite-se, também, que tenha havido um aumento da ordem de 100% no coeficiente de rigidez normal ( $K_n = 125$  kgf/cm<sup>2</sup>/m) para a junta injetada. O aumento constatado no coeficiente de rigidez transversal foi da ordem de quatro vezes:

$K_t = 13,9 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{cm}$  (junta natural)

$K_t = 55 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{cm}$  (junta injetada)

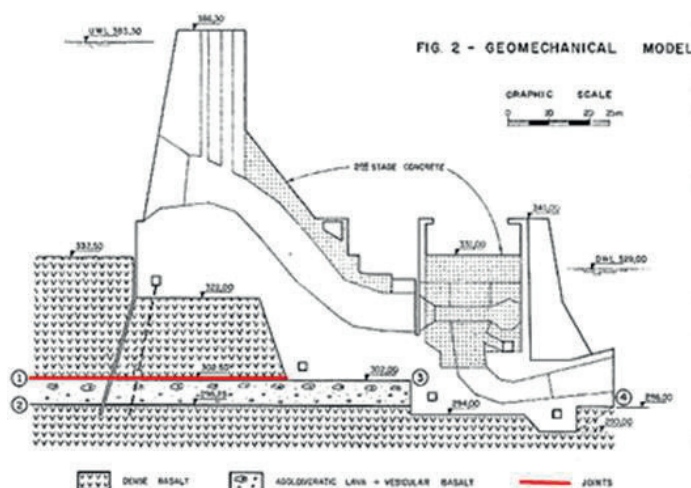
Tais melhoras, entretanto, foram encaradas com reservas, pois os resultados obtidos em amostras de pequenas dimensões dificilmente poderiam ser extrapolados para as dimensões da obra. Eventualmente, tais melhoras, alcançadas através da realização de injeções de calda de cimento, podem ter acarretado alguma redução na vazão de água que alcança o sistema de drenagem de fundação, sem outros benefícios adicionais. Descartou-se a possibilidade de incremento da resistência mecânica no plano da junta, na escala da obra, pois o material de preenchimento não seria passível de solidificação, mesmo por um sistemático plano de injeções de consolidação. Foram também realizados ensaios de aderência rocha-concreto em blocos moldados in situ (**Figura 11.1.2.6**).



**Figura 11.1.2.6** – Água Vermelha - Blocos para ensaios de aderência rocha-concreto (Fujimura, 2017).

#### 11.1.2.4 Reflexos no projeto

Uma vez interpretados, os resultados dos ensaios de Mecânica das Rochas em Água Vermelha foram determinantes para que o projeto das estruturas de concreto evoluísse no sentido de eliminar, ao menos parcialmente, a Junta 305 em locais em que se tornava mais próxima da superfície de escavação. Assim, na área da casa de força optou-se por uma escavação suplementar, que se estendeu cerca de 30 metros para montante, em relação ao projeto original. A **Figura 11.1.2.7** mostra, de forma esquematizada, a seção geológica na fundação da tomada d'água/casa de força após as escavações adicionais.



**Figura 11.1.2.7** – Água Vermelha  
- Seção geológica esquematizada para o modelo geomecânico da tomada d'água/casa de força, com a extensa descontinuidade na el. 305 m (Kanji, 2017).

Outras providências resultaram da realização dos referidos ensaios, dentre elas a intensificação do sistema de drenagem de fundação e do sistema de monitoramento das estruturas. Água Vermelha representou um dos principais campos experimentais para desenvolvimento e utilização da Mecânica das Rochas em grandes obras no Brasil.

### 11.1.2.5 Material consultado

- ABRAHÃO, R.A. - Deformabilidade da matriz rochosa comparada à deformabilidade do maciço rochoso em basaltos: área da Usina de Água Vermelha. In: I Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Rio de Janeiro, 1976. ABGE. Anais... Vol. 2, pág. 259-270.
- ALVES FILHO, A., SILVEIRA, J.F.A., GAIOTO, N. & PINÇA, R.L. - Controle de subpressões e de vazões na ombreira esquerda da Barragem de Água Vermelha: análise tridimensional e de percolação pelo MEF. In: XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. CBGB. 1980. Anais...Vol. 2, pág. 49-73.
- ARAUJO, J.S., BJORNBERG, A.J.S. SILVA, R.F. & SOARES, L. - A complex structure in basaltic lava flows at Água Vermelha Dam, SP, Brazil. In: International Symposium on the Geotechnics of structurally complex formations. Capri, 1977. Anais... AGI. Vol. 1, pág. 11-18.
- BARBI, A.L. - Comportamento de fundações de barragens de concreto: fatores condicionantes e desempenho dos tratamentos. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. São Paulo, 1983. ABMS/ABGE/CBMR. Anais...Vol. 1B, pág. 209-231.
- BESKER, M. & PIERSON, M.L. - Alguns aspectos do projeto relativos ao comportamento da tomada d'água e conduto forçado da barragem de Água Vermelha. In: XI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Fortaleza, 1976. Anais...Tema 4, 20 páginas.
- BJORNBERG, A.J.S., SANTOS, C.A.F.F. & ZEFES, F. - Decisões técnicas relacionadas com a barragem de Água Vermelha. In: XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, 1980. CBGB. Anais...Vol. 1, pág. 269-291.
- CRUZ, P.T. & SILVA, R.F. - Uplift pressure at the base and in the rock basaltic foundation of gravity concrete dams. In: International symposium on rock mechanics related to dam foundation. Rio de Janeiro, 1978. ISRM/ABMS. Anais...Vol. , P. III 1-25.

- CURTI, D.K. - Tipologia e origem das fraturas subhorizontais em basaltos da formação Serra Geral, Brasil. Dissertação de Mestrado. IG/USP. 2011. 131 páginas.
- DUÓ, A., SILVEIRA, J.F.A. & ABRÃO, A. - José Ermírio de Moraes (Água Vermelha). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 17-51.
- FUJIMURA, F., RIGONATTI, A. & FERNANDES, A.C.C. - Ensaio de cisalhamento direto em rochas - estrutura tipo junta: aspectos de correlação entre ensaios "in situ" e em laboratório. In: XI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Fortaleza. CBGB, 1976. 38 páginas.
- FUJIMURA, F. - O grande salto tecnológico de todos os segmentos da Engenharia brasileira. In: ABGE - Geologia de Engenharia e Mecânica das Rochas no Brasil: a contribuição de Murillo Dondici Ruiz. São Paulo, 2017. Pág. 254-261.
- INFANTI JUNIOR, N. & KANJI, M.A. - In situ shear strength, normal and shear stiffness determination at Água Vermelha project. In: III Congresso Internacional da Associação Internacional de Geologia de Engenharia, IAEG. Madrid. 1978. Anais...Vol. 2, S.2, Pág. 175-183.
- INFANTI JUNIOR, N., KANJI, M.A., KNEESE, F., RE, G. & TAGLIATELLA, E. - Sliding stability analysis of Água Vermelha intake: powerhouse structure. In: International Symposium on rock mechanics related to dam foundations. Rio de Janeiro, 1978. ISRM/ABMS. Anais...Vol. 2, pág. 143-163.
- KANJI, M.A., ABRAHÃO, R.A., MOURA FILHO, O. & MIDEA, N.F. - Complex structures at dam foundation: geomechanical characteristics (Água Vermelha). In: International Symposium on the Geotechnics of structurally complex formations. Capri, 1977. Anais...AGI. Vol. 1, pág. 297-305.
- MOURA FILHO, O. & SORREGOTTI, C. - Prospecção do maciço rochoso para fundação das estruturas de concreto, Usina de Água Vermelha - Rio Grande. In: X Seminário Nacional de Grandes Barragens, Curitiba. CBGB, 1975. Anais: Vol. 2, Tema 4, Paper 8.
- PIMENTA, P.A., ÁVILA, J.P. & EIGENHEER, L.P.Q.T. - Barragem de Água Vermelha, fundação em solo residual de baixa resistência. XII Seminário Nacional de Grandes Barragens. 1978. Anais... Vol. 1, pág. 159-178.
- SILVEIRA, J.F.A., MIYA, S. & YENDO, M. - Geomechanical parameters computed from instrumentation measurements at Água Vermelha Dam foundation. In: International Symposium on Rock Mechanics related to dam foundation. Rio de Janeiro, 1978. ISRM/ABMS. Anais...Vol. 1, p.1103-136.
- SILVEIRA, J.F.A., MIYA, S. & CARDIA R.J.R. - Análise de comportamento hidrogeotécnico do maciço basáltico de fundação de estruturas de concreto da Usina de Água Vermelha. In: XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Recife, 1981. Anais... Rio de Janeiro: CBGB, 1981. V.1. p.355-379.
- USSAMI, A., MANO, V.G.T. & BISPO, D.H. - Considerações sobre a fundação dos vertedouros da Usina Hidrelétrica de Água Vermelha. In: XI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Fortaleza, 1976. Anais: Vol. 2, Tema 2, Trabalho 5.

## 11.2 BARIRI - MINISTRO ÁLVARO DE SOUZA LIMA - RIO TIETÊ

### ▷ DESTAQUE: LEPTOCLASES AFETANDO O MACIÇO BASÁLTICO

#### 11.2.1 Introdução

Dentro do plano de aproveitamento hidroenergético do rio Tietê, no Estado de São Paulo, a usina hidrelétrica de Bariri foi a segunda a ser implantada, depois de Barra Bonita, tendo entrado em operação em 1965. A barragem está localizada nos municípios de Bariri e Boracéia e faz parte do Aproveitamento Hidráulico do Médio Tietê. Possui uma eclusa de navegação, implantada no maciço rochoso, na base da ombreira esquerda (**Figura 11.2.1**).

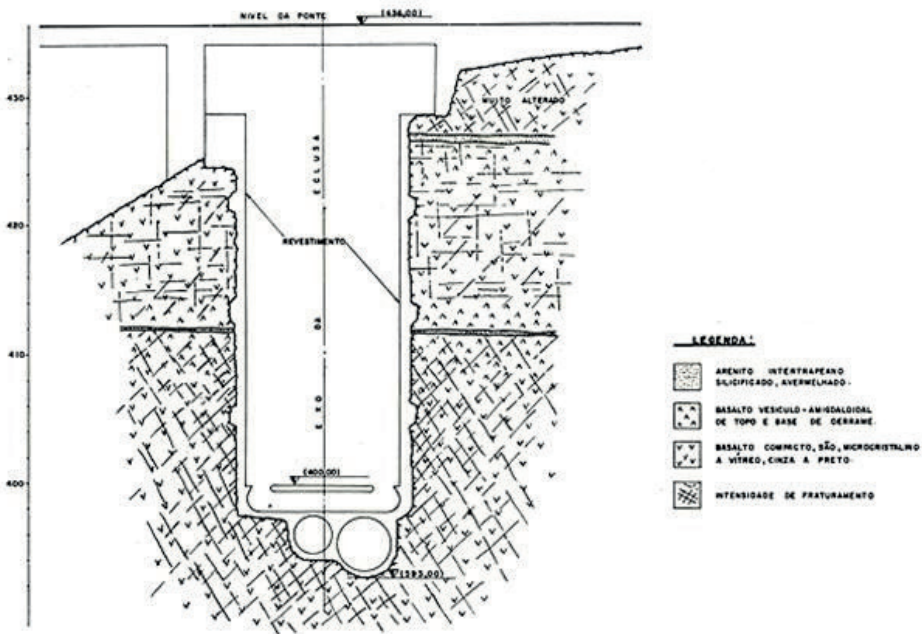


**Figura 11.2.1** – Bariri – Vista de jusante para montante, logo após a inauguração, vendo-se a eclusa do lado direito da imagem – Internet - <https://www.jcnet.com.br/noticias/regional/2020/10/738879-usina-de-bariri-completa-55-anos.html>.

No que diz respeito aos aspectos geológicos mais significativos, enfrentados pelo projeto e construção da obra, ressaltam-se: a) a alterabilidade dos basaltos devida à presença de argilominerais expansivos disseminados no seio da rocha, produzidos pelo intemperismo físico-químico e b) o intenso grau de fraturamento da rocha sã, dificultando a obtenção de blocos de grandes dimensões e, mesmo, de frações graúdas de agregado para concreto. A alterabilidade dos basaltos, tema recorrente ao se lidar com barragens em rochas basálticas, é objeto de apreciação no item deste livro que trata da UHE Jupuí. Já, o intenso grau de fraturamento registrado em diversos sítios de barragens, mesmo em rocha sã, é abordado aqui, ao se descrever a geologia do local da eclusa de Bariri.

### 11.2.2 Geologia da eclusa e a presença de leptoclases

Ocorre, na área de implantação da barragem, uma sequência de três derrames basálticos superpostos, distinguíveis entre si pela característica forma de resfriamento e consolidação dos lençóis de lava e pela presença de dois delgados, mas persistentes, horizontes de arenito silicificado intertrapeanos, intercalados aos corpos basálticos. Nas paredes das escavações, o basalto era constituído por blocos bem empilhados com dimensão da ordem de duas polegadas e todas as fraturas eram preenchidas com material verde nontronítico, resultando em um maciço impermeável. Do ponto de vista geomecânico era um maciço excelente, por ser semelhante a um enrocamento bem imbricado, com elevado ângulo de atrito. Na escavação com explosivos produzia-se primordialmente uma brita de duas polegadas (ABGE/ABMS, 1983, pág. 56). Na área da eclusa, localizada na base da ombreira esquerda, as escavações puseram em evidência a presença dos três derrames superpostos. O derrame de posição inferior tem seu topo na elevação aproximada de 412 m, assinalado por fina camada de arenito intertrapeano e, após um delgado horizonte de basalto vesículo-amigdaloidal, passa a exibir um homogêneo pacote de basalto denso, visível até a base da escavação, por volta da elevação 393 m (**Figura 11.2.2**). A base deste derrame não foi alcançada pelas investigações de subsuperfície efetuadas no sítio. Considerando-se que a sondagem mais profunda alcançou a elevação 346 m, deduz-se que, dada a horizontalidade dos corpos basálticos, esse derrame inferior tem espessura superior aos 67 metros observáveis.



**Figura 11.2.2** - Bariri - Seção geológica esquemática na eclusa (Bagolini & Guidicini, 1964).

Em toda a extensão das escavações da eclusa, esse derrame inferior exibe uma intensa rede de leptoclases, que subdividem a rocha em fragmentos irregulares, de dimensão decimétrica, com um característico fraturamento conchoidal. Estes fragmentos de rocha, aparentemente são

e de coloração preta brilhante, exibem textura vítrea ou microcristalina, sem evidência de cristais visíveis a olho nu. Os fragmentos articulam-se uns aos outros por meio de uma interposta película de minerais montmoriloníticos, de origem secundária. Santos e Ruiz (1963) efetuaram análises desse material, submetendo as placas a vários ensaios laboratoriais físico-químicos.

### 11.2.3 Possível origem das leptoclases

Leptoclases são fraturas de pequenas dimensões (de poucos centímetros até alguns metros de extensão) que percorrem e articulam o maciço rochoso, diferentemente das diaclases, que são descontinuidades de maior entidade (continuidade entre alguns metros a centenas de metros). Uma observação apurada das paredes de escavação na eclusa de Bariri mostrou que as leptoclases são subordinadas ao sistema de diaclases, fato que pode ser percebido na imagem da **Figura 11.2.3**.



**Figura 11.2.3** - Bariri - Eclusa - As leptoclases no basalto denso são subordinadas ao sistema de diaclases (Bagolini & Guidicini, 1964).

Descartada com facilidade a hipótese de que a origem das leptoclases esteja associada aos fogos de desmonte na eclusa, visto que afeta o maciço rochoso como um todo, sua origem tem sido atribuída a um processo físico-químico de mudança mineralógico-estrutural quando da solidificação da lava. Amostras de basalto coletadas no sítio apresentaram, ao ser analisadas, uma elevada percentagem de matéria vítrea, da ordem de 30 a 40%. Constatou-se, também, a presença de magnetita em quantidade anormalmente alta, capaz de justificar o elevado peso específico da rocha, de cerca  $2,9 \text{ g/cm}^3$ . No seio de um maciço rochoso, a matéria vítrea tende, com tempo, a sofrer uma reorganização de sua estrutura, no sentido de se transformar em cristalina. Em condições normais de devitrificação, ocorre um rearranjo da estrutura a nível cristalino, acompanhado por uma redução do volume, devido á maior densidade da matéria no estado cristalino do que no amorfo. A redução volumétrica acarreta o aparecimento de uma intensa rede de descontinuidades, ao longo das quais soluções hidrotermais, ou de outra origem, fluem com facilidade, depositando minerais secundários de forma placóide, tal como observado no sítio. A **Figura 11.2.4** documenta um detalhe da parede esquerda da escavação da eclusa, a jusante da câmara, podendo-se observar a intensidade de fraturamento pelas leptoclases.



**Figura 11.2.4** - Bariri - Leptoclastes ao longo da parede esquerda de escavação da eclusa.

#### 11.2.4 Considerações finais

A presença de leptoclastes afetando maciços basálticos, embora não seja uma regra, tem sido constatada com alguma frequência em outros sítios de barragens. Um maciço rochoso afetado pela presença de leptoclastes pode continuar apresentando características geomecânicas favoráveis, em termos de deformabilidade, resistência e permeabilidade, mas não conseguirá fornecer, no âmbito da obra, material rochoso na dimensão eventualmente pretendida. As leptoclastes inibem a possibilidade de se obter blocos de grandes dimensões, adequados, por exemplo, para servir de enrocamento de proteção em taludes de barragens, ou para lançamento em rios durante operações de desvio, uma vez que, com o tempo e a exposição à intempéries, irão se desintegrar, graças também à atuação das placas de argilominerais preenchendo as descontinuidades, como foi visto em Bariri. Tampouco é possível obter por britagem frações granulométricas em todas as dimensões desejadas, como brita 4 ou pedra de mão que, por possuírem fragmentos muito grandes, são geralmente utilizadas em gabiões, lastro ferroviário, ou concreto ciclópico.

#### 11.2.5 Material consultado

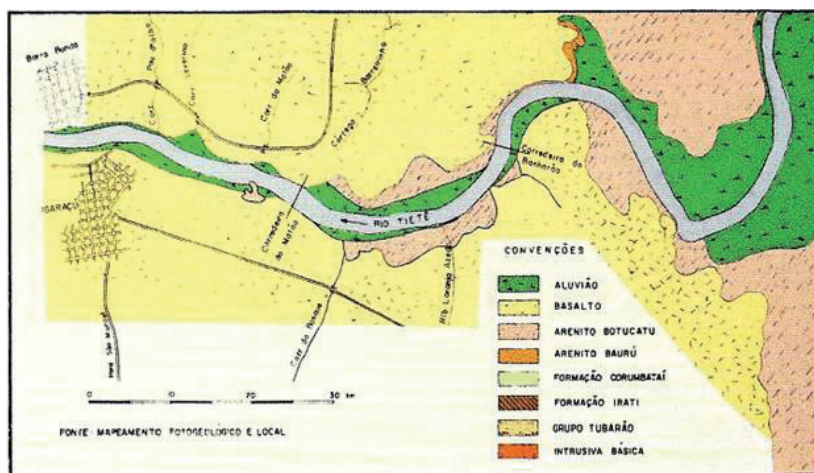
- BAGOLINI, B. & GUIDICINI, G. - Barragem de Bariri - Rio Tietê - Aspectos geológicos da rocha da fundação da eclusa. CHERP - Companhia Hidrelétrica do Rio Pardo. São Paulo. Publicação interna. 1964. 14 páginas.
- MARCOS, JR. & VASCONCELOS, M.L. - Ministro Álvaro de Souza Lima (Bariri). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 54-72.
- RUIZ, M.D. - Estudo das características expansivas de uma argila verde que ocorre em rochas basálticas da barragem de Bariri (SP). São Paulo. IPT. 1961. Relatório de Pesquisa nº 59. 38 páginas (Publicação IPT nº 679).
- SANTOS, P.S. & RUIZ, M.D. - Caracterização mineralógica de algumas argilas que ocorrem em formação basáltica da barragem de Barra Bonita, rio Tietê, Estado de São Paulo. Publicação IPT nº 727. 1963.

## 11.3 BARRA BONITA - RIO TIETÊ

### ▷ DESTAQUE: DESLOCAMENTO DO EIXO DA BARRAGEM RUMO A JUSANTE

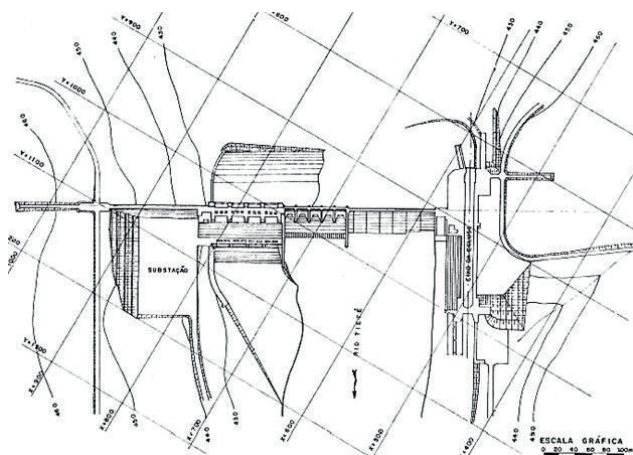
#### 11.3.1 Introdução

A UHE Barra Bonita, construída no rio Tietê, está situada entre os municípios de Barra Bonita e Igarça do Tietê, junto à corredeira do Matão, Estado de São Paulo. Os sítios das corredeiras do Banhão (montante) e Matão (jusante), investigados para locação da barragem, encontram-se na borda de ocorrência dos derrames basálticos da região, sobrepostos aos arenitos Botucatu (**Figura 11.3.1**).



**Figura 11.3.1** - Barra Bonita - Mapa geológico indicando as duas alternativas de eixo de barramento estudadas (Ruiz, 1969 in ABGE, 2017).

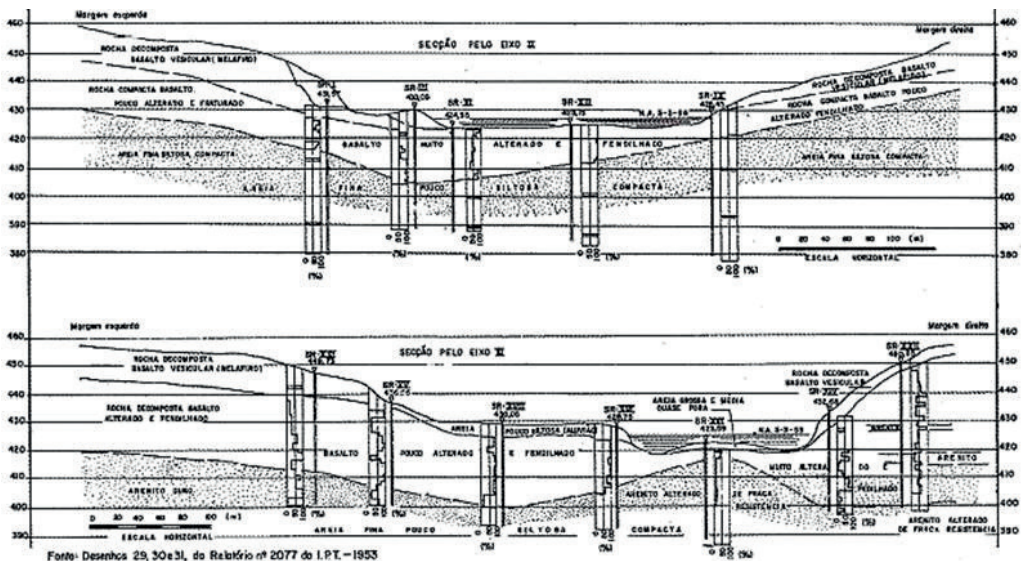
A **Figura 11.3.2** apresenta o arranjo geral da usina, que é provida de eclusa de navegação na base de sua ombreira esquerda.



**Figura 11.3.2** - Barra Bonita - Arranjo Geral (ABGE/ABMS - 1983).

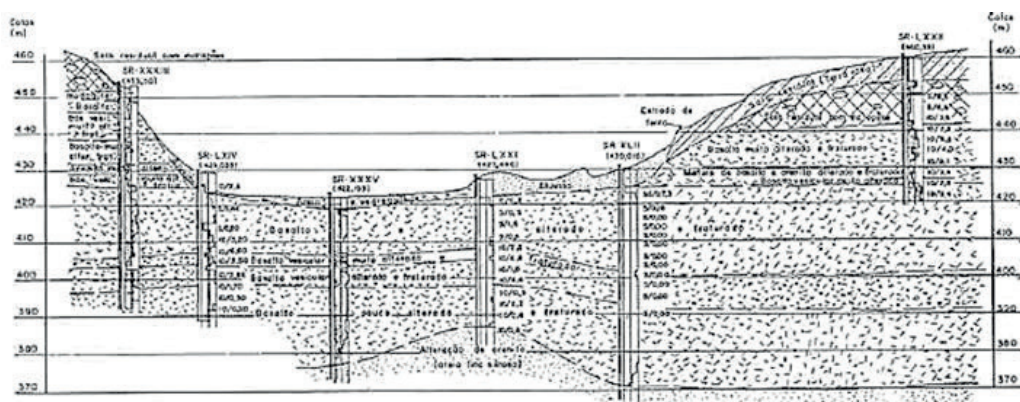
### 11.3.2 Investigações nos sítios das corredeiras de Banharão e Matão

De início, as investigações se concentraram na corredeira do Banharão, localizada mais a montante, onde foram realizadas 27 sondagens rotativas, que apontaram a presença de uma delgada camada de rocha basáltica no leito do rio, da ordem de um metro de espessura, alcançando algumas dezenas de metros na ombreira direita, apoiada sobre areias finas compactas da formação Botucatu. O basalto apresentava fraturamento intenso e alteração pronunciada, além de permeabilidade elevada, revelada pelos ensaios de perda d'água sob pressão. O arenito brando sotoposto ao basalto se aprofundava por mais de uma centena de metros. A **Figura 11.3.3** apresenta as seções geológicas em duas das três alternativas de eixo investigadas na corredeira do Banharão, podendo-se observar em ambas a delgadeza da camada de rocha basáltica.



**Figura 11.3.3** - Barra Bonita - Seções geológicas no sítio Banharão (montante)  
(Ruiz, 1969 in ABGE/ABMS, 2017).

Essas condições apontaram as dificuldades de se implantar um barramento constituído parcialmente por estruturas de concreto sobre as areias da formação Botucatu, o que impôs a busca de um sítio alternativo. As investigações se deslocaram para jusante, onde os basaltos ganhavam maior consistência e se concentraram na corredeira do Matão, a cerca de três quilômetros de distância da primeira estudada. Neste novo local foram identificados três derrames basálticos superpostos, com espessura média total de 80 metros, apoiados sobre areias finas, siltosas, compactas provenientes da desintegração do arenito Botucatu. No leito do rio, o horizonte de basalto se reduzia para cerca de 35 metros de espessura. A **Figura 11.3.4** apresenta a seção geológica longitudinal no sítio da corredeira do Matão.

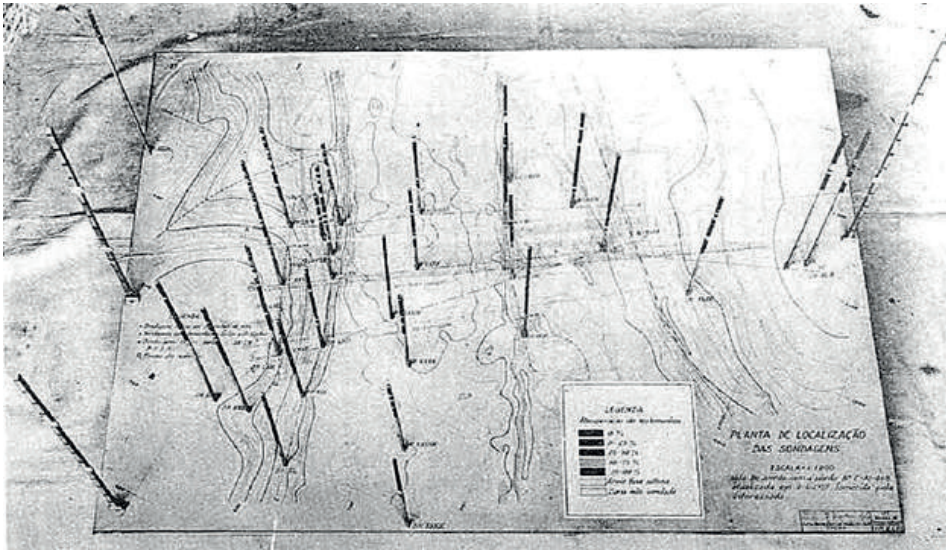


**Figura 11.3.4** – Barra Bonita – Seção geológica no sítio da corredeira do Matão (jusante) (Ruiz, 1969).

Investigações por sísmica de refração indicaram que os arenitos afloravam tanto a montante quanto a jusante dessa ponte de basalto, sinalizando que, apesar de ter se encontrado um sítio com condições de fundação mais adequadas, ainda assim as condições geológicas locais requeriam particulares cuidados, em termos de segurança, pela dificuldade de prever o comportamento do arenito brando sotoposto ao basalto, em particular das areias siltosas produzidas pela desagregação do arenito.

### 11.3.3 Estudos e providências

As sondagens realizadas no novo sítio do Matão revelaram que o contato entre basalto e arenito era muito permeável, sendo que a maioria dos furos apresentou artesianismo nesse contato, com arraste inicial de areias, que cessava decorridos alguns dias. O artesianismo acentuado chegou a causar surgência de 450 litros/minuto em um dos furos de sondagem, imediatamente após o término da perfuração. Análises químicas da água indicaram que a mesma não provinha do rio, possivelmente vindo das ombreiras. O nível d'água artesianano alcançava 1,75 m acima do nível do rio. Testes de injeção de cimento revelaram que o contato basalto/arenito absorvia grandes quantidades de sólidos, que chegaram a 14,9 ton em um dos furos. A permeabilidade da fundação da barragem adquiriu particular importância, tendo sido investigada de várias formas, através de ensaios em modelo reduzido, por analogia elétrica e por ensaios diretos in situ, inclusive com emprego de corantes, embora estes últimos tenham fornecido resultados duvidosos. Os ensaios de perda d'água sob pressão, executados atualmente de forma rotineira, foram empregados pela primeira vez no estudo das fundações em Barra Bonita, em 1954. Até essa data, os ensaios eram feitos com pressão correspondente à coluna d'água no furo, sem incrementos de pressão por bombeamento, equivalentes aos atuais ensaios de infiltração. O maciço basáltico se revelou relativamente impermeável, com pontos localizados de maior permeabilidade. Os ensaios de infiltração no arenito in situ indicaram valores de permeabilidade na casa de  $10^{-4}$  cm/s, enquanto a permeabilidade da areia, ensaiada em laboratório, em condições similares às de campo, forneceu valores na casa de  $10^{-6}$  cm/s. **Figura 11.3.5** mostra o modelo físico geológico elaborado pelo Eng. Ernesto Pichler, do IPT de São Paulo, com base na litologia e no grau de recuperação das sondagens, este último refletindo o estado de alteração da rocha. Cada sondagem está representada por uma pequena estaca, que fornece a descrição litológica daquele ponto, sendo possível visualizar a seqüência estratigráfica tridimensional do sítio.



**Figura 11.3.5** - Barra Bonita - Modelo físico espacial representando a geologia local (Ruiz, 1969).

Durante a elaboração do projeto, temia-se que a rede de fluxo pela fundação das estruturas de concreto, localizadas no leito do rio, pudesse afetar a integridade da camada de arenito pouco coesivo ou incoerente presente a jusante, desencadeando um processo de erosão regressiva (*piping*). A complexidade do projeto, pioneiro em muitos sentidos na década de 50, motivou a contratação de diversos consultores internacionais, o que resultou em um leque de propostas e soluções que refletiam as diferentes concepções de projeto na época. O foco das discussões se concentrava na previsão do comportamento do substrato arenítico/arenoso em termos de erodibilidade, perante o aumento de gradientes de percolação quando do enchimento do reservatório. Entre os especialistas consultados estavam J.P. Dexelhofer (Suíça), V. Hveding (Noruega), W. Weyermann (Suíça), P.P. Fox (USA), A. Cardellini (Itália), C. Marcello (Itália) e a Empresa Ródio (Brasil). O Prof. Milton Vargas atuou como consultor da CHERP - Companhia Hidrelétrica do Rio Pardo, proprietária da obra.

Uma síntese das recomendações dos referidos consultores, emitidas em um período de tempo da ordem de dois anos, refletindo estágios diferenciados de conhecimento do projeto e dos problemas, é apresentada a seguir:

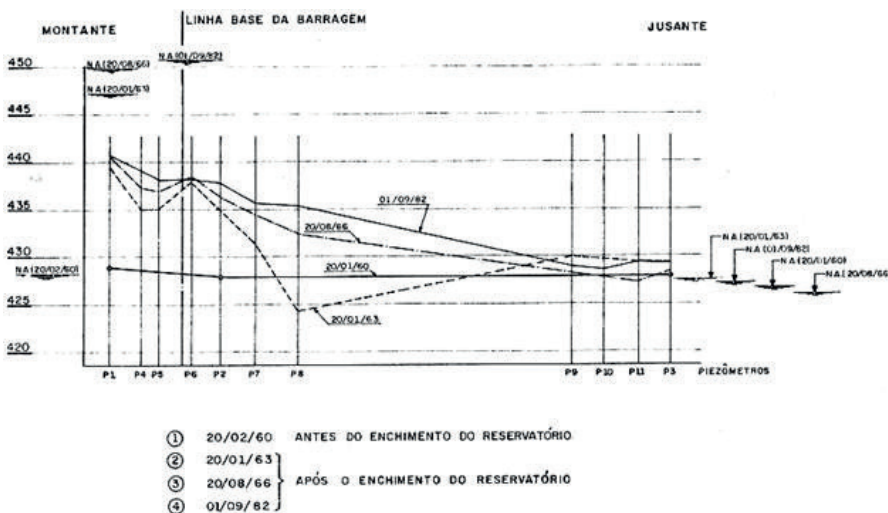
- a) implantação de duas galerias no maciço basáltico, o mais próximo do contato com o arenito, sendo uma para fins de impermeabilização por injeções e a outra para fins de drenagem,
- b) execução de uma cortina de injeções de vedação na porção superior do basalto e poços drenantes e de controle a jusante, para inspeção periódica,
- c) tratamento a partir da galeria de montante, envolvendo drenagem parcial do basalto e injeções se prolongando na areia,
- d) tratamento por injeções no basalto e cortina de drenos a partir da galeria de jusante, penetrando 20 metros na areia,
- e) cortinas de vedação e drenagem restritas ao basalto,



A decisão a respeito das soluções a serem adotadas convergiu para limitar o tratamento ao maciço basáltico, incluindo injeções de consolidação, cortina de impermeabilização e rede de drenagem. A impermeabilização atingiu a elevação 390 m, enquanto a drenagem parou na elevação 400 m, não tendo atingido, portanto, o contato basalto/arenito. O Prof. Milton Vargas, interpretando em abril/1963 as observações piezométricas que traduziam o comportamento da obra após o enchimento do reservatório, concluiu:

- a) a adoção de uma cortina de injeções de cimento até a cota 390, atingindo, assim, somente uma parte da camada de basalto e não entrando no arenito, parece ter sido uma solução muito feliz, pelo que, até agora, pode-se verificar;
- b) pelo que se pôde até agora verificar, a cortina de injeções pode ter reduzido consideravelmente a percolação d'água através da camada de basalto, porém não teve efeitos sobre as sub-pressões hidrostáticas;
- c) nenhum piezômetro acusou sub-pressões acima do normal;
- d) as sub-pressões hidrostáticas provavelmente foram diminuídas na zona de montante da barragem pelos drenos de alívio ali instalados;
- e) pelo observado até agora, as sub-pressões induzidas na camada de arenito pelo nível d'água da represa são nulas ou muito reduzidas;
- f) o gradiente hidráulico médio entre a face de montante da barragem e a "janela de arenito" é, neste momento, da ordem de 8%, portanto, absolutamente insuficiente para provocar qualquer erosão subterrânea.

A **Figura 11.3.7** apresenta uma seção longitudinal ao longo do rio Tietê, com observações piezométricas efetuadas em três datas espaçadas entre si diversos anos, que traduzem o comportamento da obra comparativamente a observações anteriores ao enchimento. Os níveis piezométricos correspondem ao contato basalto-arenito e sinalizam a estabilização das pressões.



**Figura 11.3.8** - Barra Bonita - Seção montante-jusante. Níveis piezométricos antes e após o enchimento do reservatório, no contato basalto/arenito (ABGE/ABMS, 1983).

### 11.3.4 Considerações finais

Adotou-se, em Barra Bonita, o princípio que pode ser chamado de evitação, ou evitamento, que consiste em eludir o enfrentamento de uma situação difícil de ser resolvida, através de uma mudança de rumo, tendo-se abandonado o sítio de montante (corredeira do Banharão) em favor de um local geologicamente mais adequado (corredeira do Matão). O caso de Barra Bonita constitui um marco temporal significativo, por ter sido a primeira barragem na região sul-sudeste em que a presença de arenitos brandos na fundação teve que ser enfrentada, sem experiências prévias em condições similares. Barra Bonita precedeu em alguns anos dois outros casos de barragens em arenitos brandos, a saber, as PCHs Curuá-Una, no rio homônimo (PA) (1967-1973) e Casca III, no rio da Casca (MT) (1967-1970).

### 11.3.5 Material consultado

- RUIZ, M.D. - Problemas relacionados com a geologia da barragem de Barra Bonita (Rio Tietê) SP. IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo/CESP - Centrais Elétricas de São Paulo. 1969. 115 páginas. Publicação IPT nº 866.
- SANTOS, P.S. & RUIZ, M.D. - Caracterização mineralógica de algumas argilas que ocorrem em formação basáltica da barragem de Barra Bonita, rio Tietê, Estado de São Paulo. Publicação IPT nº 727. 1963.
- VINCENZO JR., M.C. - Barra Bonita. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 73-87.

## 11.4 CACHOEIRA DOURADA - RIO PARANAÍBA

### ▷ DETAQUES: DIVERSAS PECULARIDADES GEOLÓGICAS E O TÚNEL DE LAVA

#### 11.4.1 Introdução

A barragem de Cachoeira Dourada está localizada no rio Paranaíba, na divisa dos estados de Minas Gerais e Goiás, municípios de Cachoeira Dourada (GO) e Cachoeira Dourada de Minas (MG). O aproveitamento foi construído em quatro etapas, tendo sido a primeira concluída em 1958 e a quarta e última em 1986. A **Figura 11.4.1** mostra uma vista geral do aproveitamento tirada em 1985, durante a implantação da quarta etapa de motorização, vendo-se as escavações em andamento no lado esquerdo da imagem.



**Figura 11.4.1** – Cachoeira Dourada - Vista aérea – A seta assinala a escavação para a quarta etapa de motorização. Do lado direito da imagem, a figura indica a parede em cuja fundação foi observado o túnel de lava (CBDB, 2002).

## 11.4.2. Breve histórico sobre as etapas de motorização

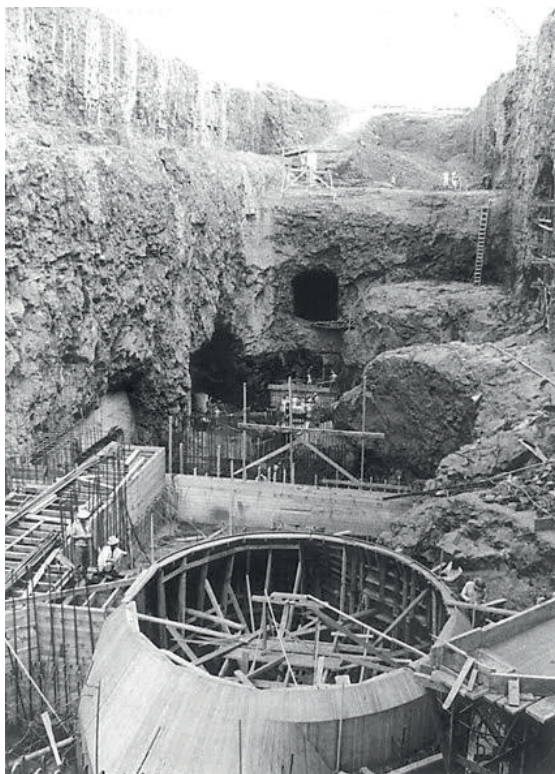
### Primeira etapa

A CELG - CENTRAIS ELÉTRICAS DE GOIÁS, empresa de economia mista, criada em 1955 com o objetivo de produzir e distribuir energia elétrica para o Estado de Goiás, iniciou, logo após, a construção da usina de Cachoeira Dourada, concluída em 1958. Projetada por NEYRPIC-ALSTHOM e construída pela CECOB (Grand Travaux de Marselha) a primeira etapa consistiu na implantação de um conjunto tomada d'água/casa de força, ladeada por dois diques. Do lado esquerdo, um dique de enrocamento com face em concreto se engastava na ombreira. Do lado direito, foi construído um dique em gabiões, que avançava para montante até alcançar a ilha Buriti. Dessa forma, o excesso de vazões afluentes escoava livremente pelo lado direito do rio. As estruturas alcançavam a cota 421,00 m, com o nível máximo normal 418,00 m. A área do reservatório era de 68,5 km<sup>2</sup> e o volume retido 430 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. A capacidade de geração era de 32.400 kW, em duas unidades de tipo Kaplan vertical. As unidades I e II entraram em operação em 1959.

### Segunda etapa

Desta vez, o rio foi totalmente barrado e o nível d'água se elevou para a cota 430,50 m. As obras foram iniciadas em 1963. O conjunto das estruturas de concreto de geração foi alinhado com o da primeira etapa. A sobrelevação das novas estruturas envolveu e englobou as antigas, menores. O vertedouro foi subdividido em dois, o principal ao longo de um antigo braço do rio, junto à margem esquerda. Do lado direito do rio, implantou-se uma estrutura de barramento em concreto, com somente um pequeno tramo final da barragem em terra. Todas as estruturas de concreto foram providas de galeria de inspeção, a partir da qual foram realizados os trabalhos de tratamento da

fundação, consistindo em cortina de injeções de vedação e linha de furos de drenagem. Os trabalhos de escavação da segunda etapa compreenderam os da terceira, para reduzir as dificuldades que advêm da realização de desmontes nas vizinhanças de estruturas pré-existentes. As escavações em rocha foram demoradas, pelas limitações de cargas e dificuldades de acesso. Além disso, no interior das escavações desprendiam-se cunhas de rocha nas paredes remanescentes, resultando da articulação de duas famílias de diaclases verticais. Nas escavações da tomada d'água e casa de força foram encontrados macro-geódos de dimensões métricas. A **Figura 11.4.2** mostra as escavações para a implantação das estruturas da casa de força da segunda e da terceira etapas e o início da concretagem dos grupos geradores.



**Figura 11.4.2** - Cachoeira Dourada - Escavações para implantação da casa de força da segunda e da terceira etapas.

Essa segunda etapa envolveu grandes volumes de escavação, que alcançaram  $1.341.100 \text{ m}^3$  de rocha. O volume total de concreto foi de  $593.600 \text{ m}^3$ . A construção do vertedouro principal foi feita a jusante do dique de enrocamento com face de concreto, posteriormente rebaixado por razões hidráulicas de aproximação. A segunda etapa foi terminada em 1967. Um problema surgiu logo após o período construtivo, em quatro blocos de gravidade da margem direita, designados de 95, 96, 97 e 98. A limpeza da fundação desses blocos havia sido feita em situação adversa, tendo resultado em condições precárias de contato concreto/rocha, dando margem a surgências d'água por ocasião do enchimento, junto ao pé de jusante. Tais blocos vieram a ser atirantados pela Geotécnica S.A., entre junho/68 e julho/69, por meio de cabos Freyssinet, implantados vertical e obliquamente na crista e a um terço da altura do paramento de jusante (Lousa & Znamenski, 1983).

### Terceira etapa

A partir de uma revisão dos estudos energéticos realizada pela CANAMBRA em 1965, concluiu-se que a potência instalável em Cachoeira Dourada poderia ser maior que a prevista, face à regularização provida pelos aproveitamentos previstos a montante. O fato das fundações das tomadas d'água para as unidades dessa 3ª etapa já estarem concretadas obrigou a prever um aumento na altura da boca de entrada dessas três tomadas, a fim de permitir o correspondente acréscimo de vazão turbinada. O mesmo não aconteceu com os blocos da casa de força, resultando na abertura em leque que hoje se observa nos condutos forçados dessa etapa. Nessa etapa, o volume de concreto foi de 65.000 m<sup>3</sup> e o volume total de escavação em rocha, 255.000 m<sup>3</sup>. As unidades VI e VII entraram em operação em 1976, enquanto a unidade VIII somente operou a partir de 1977.

### Quarta etapa

Mais recente, a quarta etapa de motorização foi a mais documentada em termos de registro das características do maciço rochoso. Construída nos anos 80, o arranjo das obras de ampliação foi posicionado na margem esquerda, a jusante dos blocos 13 a 18 da barragem de gravidade que interliga a tomada d'água da Etapa I ao vertedouro da margem esquerda. A adução à nova tomada d'água se processou através de um canal (câmara de carga) escavado em curva e em rampa, sendo o escoamento confinado lateralmente por barragens de gravidade, interligadas às estruturas já existentes. Os blocos 14 a 17 da já referida barragem de gravidade foram rebaixados, em parte por desmonte subaquático, para permitir a passagem das águas rumo à nova casa de força. A jusante da área escavada para a nova casa de força, no final do canal de fuga, foi deixado um septo de rocha, desempenhando o papel de ensecadeira e que foi removido ao término das obras. Os aspectos geológicos e geomecânicos referentes a essa quarta etapa são referidos mais adiante.

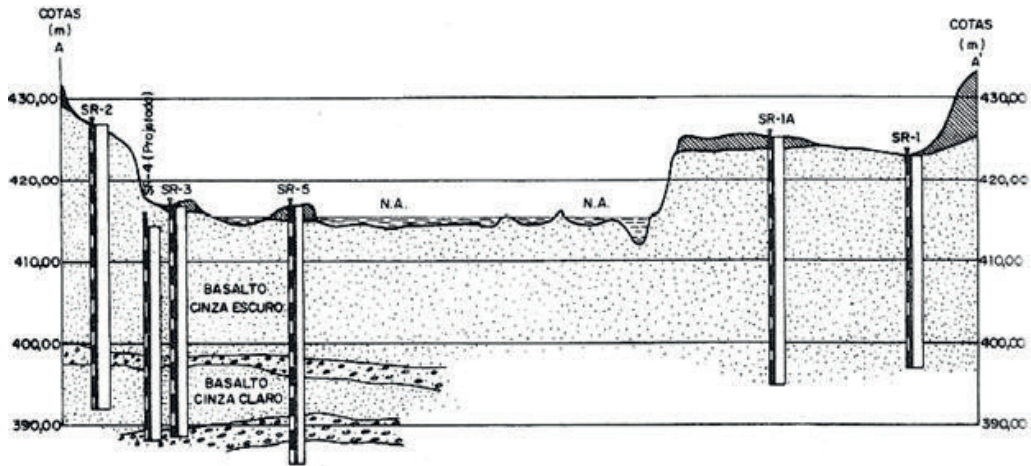
#### 11.4.3 Geologia do sítio

O local de implantação do aproveitamento (já descrito no **item 5.2**) se caracteriza pela existência de um acentuado e brusco desnível no perfil do rio, com uma dezena de metros de altura, que se desenvolve num percurso cheio de reentrâncias e saliências, ao longo de braços molhados e secos. A evolução retrocedente da cachoeira se deve à conjugação de três grandes planos de fraqueza estrutural do maciço basáltico, sendo dois subverticais e um horizontal. Os canyons existentes se desenvolvem limitados e encaixados pelos planos verticais de diaclasamento do basalto, à custa do tombamento e basculamento de blocos de rocha, pela perda de apoio provocada pelo embate das ondas e correnteza. As extensas descontinuidades (juntas-falhas) visíveis nas paredes das falésias com frequência se anastomosam e bifurcam, delimitando, assim, "pacotes" de rocha com alguns metros de espessura e dezenas de metros de extensão. A atuação das águas sobre essa alternância de pacotes de rocha definidos por juntas-falhas conduz ao aparecimento de uma topografia escalonada em diversos degraus, visíveis ao longo das margens do rio (**Figura 11.4.3**).



**Figura 11.4.3** - Cachoeira Dourada – Escalonamento do maciço rochoso no leito do rio após ensecamento, condicionado por superfícies de juntas-falhas (ABGE, 2017).

A montante da queda encontra-se uma plataforma bastante regular, por volta das cotas 410 m a 415 m, cuja origem aparenta estar ligada a aspectos da estruturação interna do derrame basáltico que lá ocorre, coincidindo provavelmente com uma superfície de junta-falha. Um aspecto importante da fisiografia local é o fato de ter sido detectado, durante as investigações da segunda etapa (1961-1962), um paleocanal do rio junto à margem esquerda, soterrado por sedimentos recentes, com até mais de 15 metros de espessura. Esse antigo canal foi entulhado pelo acúmulo de materiais das mais variadas dimensões, indo desde areias até blocos e matações. Sobressai no sítio um derrame superficial, com espessura superior a 20 metros, constituído por basalto denso, entendendo-se que a porção superior do derrame, constituída por basalto vesicular foi totalmente erodida, não aparecendo nem mesmo nas ombreiras (**Figura 11.4.4**). O derrame superior é percorrido por uma intensa rede de fraturas, denominadas na literatura por leptoclases, que percorrem todo o corpo do derrame, delimitando blocos prismáticos irregulares de pequena dimensão, da ordem da dezena de centímetros. A presença de leptoclases tem forte influência sobre as dimensões dos blocos obtidos nas operações de desmonte e britagem da rocha, por serem superfície de fraqueza estrutural. Para evitar repetitividade, a origem das leptoclases é objeto de considerações em outro item deste livro, referente ao sítio da UHE Bariri.



**Figura 11.4.4** - Cachoeira Dourada – Seção geológica longitudinal  
- Sobrelevação 25x (Lousa & Znamenski, 1983).

Na faixa de interesse ao projeto da UHE ocorrem mais três derrames superpostos, todos com boas características geomecânicas, a exceção de alguns delgados horizontes de rocha intemperizada, um deles coincidindo com o contato entre os derrames II e III (contagem de cima para baixo), por volta da elevação 387 m. Outra estrutura importante, em termos de menor resistência e elevada permeabilidade, é constituída por uma junta-falha nas proximidades da base do derrame III, em torno da elevação 366 m.

#### 11.4.4 Investigações nas diversas etapas

Os estudos geológicos e geotécnicos tiveram início em 1954, visando a construção da primeira etapa, constando de sondagens rotativas, amostragem para ensaios, cubagem e delimitação de áreas de empréstimo. O fato de o aproveitamento ter sido empreendido por etapas, que se estenderam da década de 50 até a de 80, teve obviamente reflexos na sistemática das investigações geológico-geotécnicas. Dentro desse espaço de tempo, o registro mais substancial de informações diz respeito à segunda etapa, quando a obra, antes limitada a um simples aproveitamento por derivação, ganhou definitivamente o status de barramento. Na terceira etapa, os trabalhos se concentraram na instalação das unidades VI, VII e VIII. A primeira campanha de sondagens rotativas, executada pela Geotécnica S.A., no ano de 1954, concentrou as investigações entre a margem esquerda e a Ilha do Meio, na área de implantação das estruturas da primeira etapa. Foram realizadas nove sondagens, totalizando 410 m perfurados, tendo sido feitos 53 ensaios de perda d'água sob pressão. Empregaram-se, na oportunidade, os diâmetros NX e AX.

No início da década de 60 foram feitas duas campanhas sucessivas de sondagens. A primeira das duas (segunda na ordem histórica), levada a termo entre abril e junho de 1961, consistiu na realização de seis sondagens rotativas, pela Seção de Fundações do IPT de São Paulo, no total de 178 m perfurados. Nessas sondagens não foram realizados ensaios de permeabilidade. Empregaram-se coroas de diamante, diâmetro EX, muito reduzido para os padrões atuais de qualidade. Quatro das sondagens foram locadas na margem direita e na Ilha do Cavalo e duas foram feitas na ombreira esquerda. A terceira campanha foi realizada pela Ródio S.A., entre fins de dezembro de 1961 e maio de 1962 e consistiu na realização de 17 sondagens rotativas, com diâmetro variável

entre 56 e 86 mm, totalizando 391,84 m perfurados. Nessas sondagens foram feitos 45 ensaios de perda d'água sob pressão. Desta vez, as sondagens se concentraram na área selecionada para implantação do vertedouro principal, onde os estudos de superfície haviam identificado um local favorável, coincidindo com um antigo braço do rio, já abandonado e entulhado por sedimentos recentes.

A quarta campanha, realizada em 1984, consistiu na execução de nove sondagens rotativas, diâmetro HX, barrilete duplo livre, coroas de diamante, com ensaios de perda d'água sob pressão em trechos sucessivos de três metros de altura, perfazendo um total de 300 metros de extensão. As sondagens tiveram profundidade variável entre 20 e 75 metros, dependendo de sua localização. Nos furos abertos foram feitos testes de injetabilidade com caldas de cimento, de modo a aferir as pressões de injeção e a natureza das caldas. A **Tabela 11.4.1** resume os trabalhos de subsuperfície realizados.

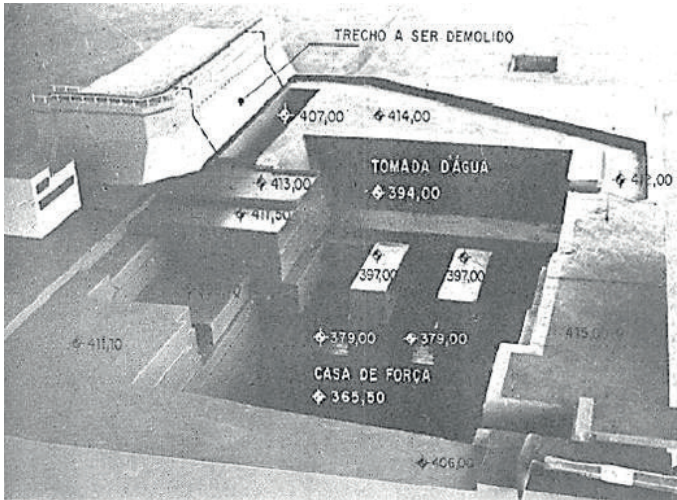
**Tabela 11.4.1** – Cachoeira Dourada - Resumo das investigações das diversas etapas

CAMPANHA	INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS			EXECUTANTE
	Mapeamento geológico	Sondagens rotativas (m)	Sondagens a trado (m)	
Primeira		410,25	Várias	Geotécnica
Segunda	Relatórios IPT	178,25	Várias	IPT
Terceira		391,84	Várias	Ródio
Quarta		300,00		Sondasa

Ênfase, entre todos os trabalhos de natureza geológico-geotécnica, foi conferida aos estudos sísmicos, relacionados com problemas de vibrações na obra. Tais estudos, presentes em todas as fases construtivas das diversas etapas, decorreram da necessidade de se proteger as estruturas de concreto, bem como os equipamentos eletromecânicos existentes, contra as vibrações provocadas por desmonte de rocha a curta distância. As características elásticas do meio rochoso foram exaustivamente investigadas, para definir relações seguras entre as cargas de explosivos detonadas e a distância para as estruturas e equipamentos. Nisso, a CELG contou com a colaboração da Seção de Física das Construções do IPT de São Paulo, bem como de consultores independentes. Especialistas em técnicas de desmonte foram também consultados, de modo a minimizar tais efeitos.

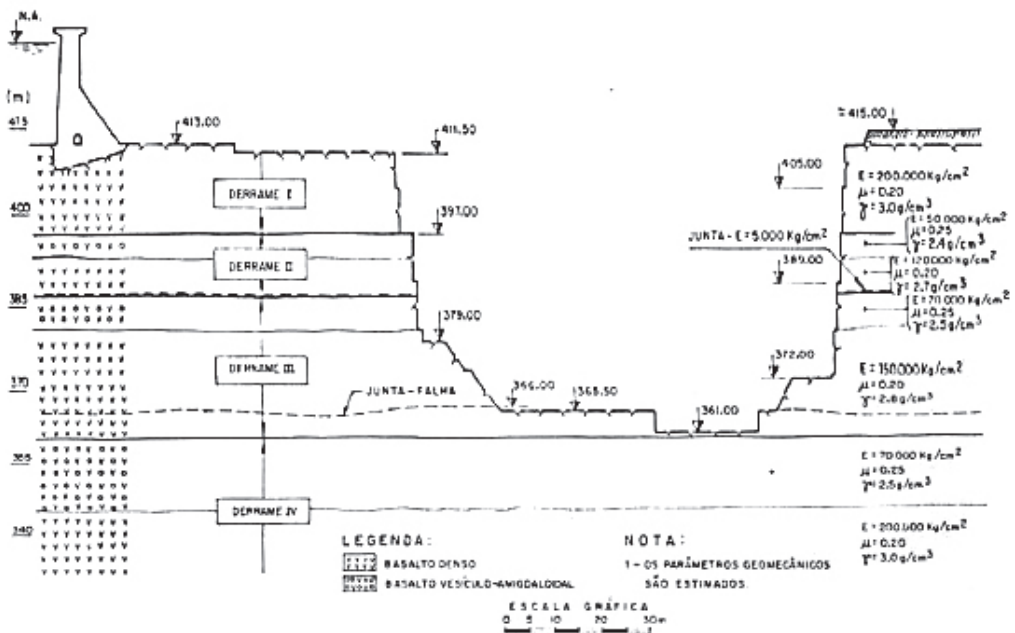
#### 11.4.5 O maciço rochoso na quarta etapa de motorização

Para alojar o novo conjunto tomada d'água/casa de força foi levada a termo a abertura de uma cava em rocha, com cerca de 50 metros de profundidade máxima, envolvendo a remoção de 500.000 m<sup>3</sup> de rocha basáltica. A **Figura 11.4.5** exhibe o modelo da área escavada para implantação da quarta etapa de motorização.



**Figura 11.4.5** – Cachoeira Dourada – Modelo da escavação para a quarta etapa de motorização (Nieble & outros, 1985).

A **Figura 11.4.6** mostra uma seção típica da área escavada, onde foram assinalados os principais aspectos estratigráficos e indicadas algumas das características geomecânicas adotadas no projeto.



**Figura 11.4.6** – Cachoeira Dourada – Seção geológica esquemática da área das escavações da quarta etapa de motorização e indicação de parâmetros geomecânicos para o projeto (Nieble & outros, 1985).

Na seção, pode-se observar que quatro derrames interessam diretamente a fundação das estruturas. O derrame superficial é constituído por um corpo de basalto denso e são, de elevadas características geomecânicas e pouco permeável ao fluxo d'água. O segundo derrame, com espessura de cerca de 10 metros, possui um horizonte superior de basalto vesículo-amigdaloidal,

associado a brecha basáltica, de condutividade hidráulica elevada. O restante do corpo do segundo derrame é constituído por basalto denso, são, de baixa condutividade hidráulica e parâmetros geomecânicos elevados. O elemento mais importante, em todo o perfil geológico, é representado por uma delgada camada de material fortemente alterado, que ocorre entre o segundo e o terceiro derrames, por volta da cota 387 m. Trata-se de um horizonte de espessura entre poucos e, no máximo, 20 centímetros, que se desenvolve ao longo do contato e é constituído por material de alteração do basalto, granular, arenoso, com forte conteúdo em argila plástica amarela. Além de características geomecânicas pobres, possui alta capacidade de escoamento d'água.

O derrame III, que se segue, com cerca de 27 metros de espessura, não registra estruturas de importância, com exceção de uma junta-falha situada nas proximidades de sua base, em torno da cota 366 m, também de condutividade hidráulica elevada, embora não tanto quanto a feição de cota 387 m. O quarto derrame, inferior, é interceptado somente nas partes mais baixas das escavações, em correspondência aos poços de drenagem e não apresenta traços relevantes.

A definição de parâmetros geomecânicos atribuídos aos diversos horizontes e feições singulares que integram o maciço rochoso baseou-se em bibliografia e experiências anteriores, em maciços basálticos de características similares. A **Tabela 11.4.2** apresenta os valores adotados para os diversos horizontes. À junta-falha de cota 387 m foi atribuído valor de  $k_n$  (coeficiente de rigidez normal).

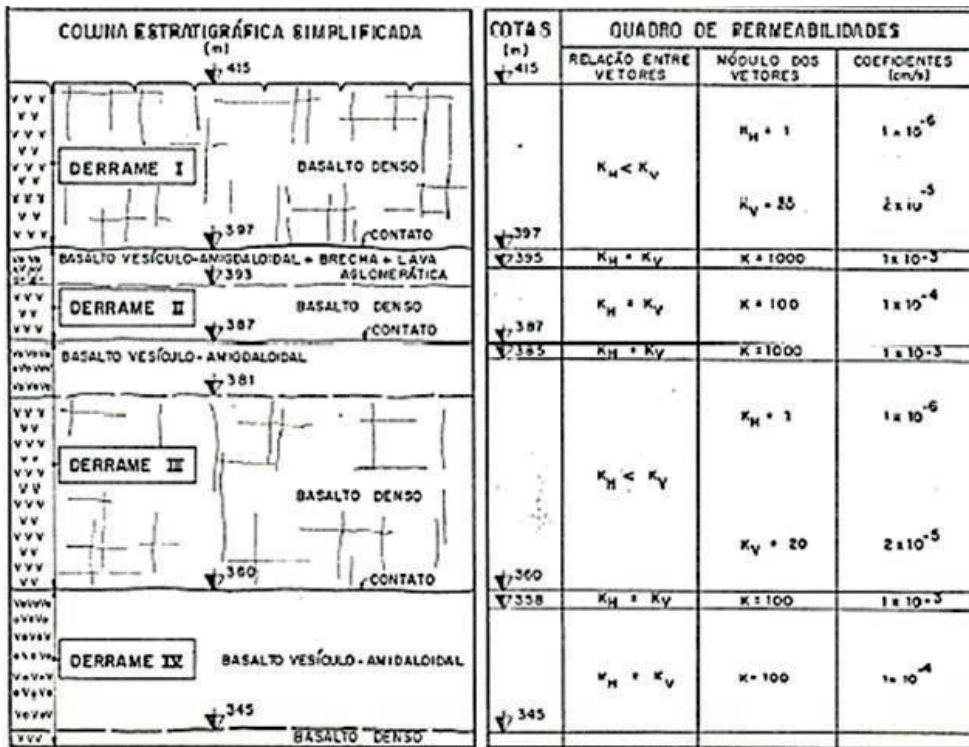
**Tabela 11.4.2** – Cachoeira Dourada – Parâmetros geomecânicos atribuídos aos diversos horizontes e feições (Nieble & outros, 1985)

Derrame	Litologia/ feição	E (kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente Poisson	Peso esp. (g/cm <sup>3</sup> )	$k_n$ (kg/cm <sup>3</sup> )
I	Basalto denso	200.000	0,20	3,0	
II	Brecha/basalto vesículo-amig.	50.000	0,25	2,4	
	Basalto denso	120.000	0,20	2,7	
	Junta-falha	5.000			500
III	Basalto vesículo-amig.	70.000	0,25	2,5	
	Basalto denso	150.000	0,20	2,8	
IV	Basalto vesículo-amig.	70.000	0,25	2,5	
	Basalto denso	200.000	0,20	3,0	

As condições de permeabilidade do maciço rochoso foram de início determinadas a partir da análise de 98 ensaios de perda d'água sob pressão executados na primeira e na terceira campanhas de sondagens rotativas, bem como do conhecimento gradual adquirido através das etapas construtivas. As sondagens realizadas e as observações de campo indicaram que a rocha possuía, em geral, boas condições de estanqueidade, exceção feita à elevada condutividade hidráulica apresentada pelas juntas-falhas e pelos contatos entre derrames. Na primeira campanha, seis das nove sondagens registraram perda d'água total em certas profundidades, situando-se três delas ao longo do horizonte de basalto vesículo-amigdaloidal do topo do segundo derrame e as demais, possivelmente, ao longo de juntas-falhas do primeiro derrame.

Já, ao longo da campanha de sondagens da quarta etapa, foram realizados ao todo 144 ensaios de perda d'água sob pressão, nas nove sondagens executadas, que totalizaram cerca de

300 metros perfurados. Verificou-se, assim, que o pacote rochoso constituído pelo derrame superficial era praticamente estanque. As sondagens mostraram que as juntas falhas, observadas que foram ao longo das falésias, nas margens do rio, a jusante da posição da casa de força da quarta etapa, perdiam relevância na área de fundação das estruturas a serem implantadas e não sobressairam quanto às características de permeabilidade. Os contatos entre derrames, entretanto, confirmaram sua condição de caminhos preferenciais de percolação d'água. Praticamente todos os ensaios realizados envolvendo esses contatos acusaram perdas relevantes d'água, atingindo comumente os limites de capacidade da bomba. A **Figura 11.4.7** apresenta o modelo hidrogeotécnico utilizado nos estudos de projeto, baseado nos resultados dos referidos ensaios. O corpo dos derrames I a IV se apresentava sistematicamente pouco permeável, com coeficientes oscilando entre  $10^{-4}$  e  $10^{-6}$  cm/s, enquanto os contatos entre derrames acusavam valores mais altos de permeabilidade, da ordem de  $10^{-3}$  cm/s. Nos derrames I e III, o intenso diaclasamento colunar fez com que se admitisse no modelo um valor de permeabilidade vertical superior ao horizontal. Já, no corpo dos derrames II e IV admitiram-se valores de permeabilidade horizontal e vertical iguais.



**Figura 11.4.6** - Cachoiera Dourada - O modelo hidrogeotécnico evidencia o contraste de permeabilidade entre o corpo dos derrames basálticos e as zonas de contato entre eles (CELG, 1984).

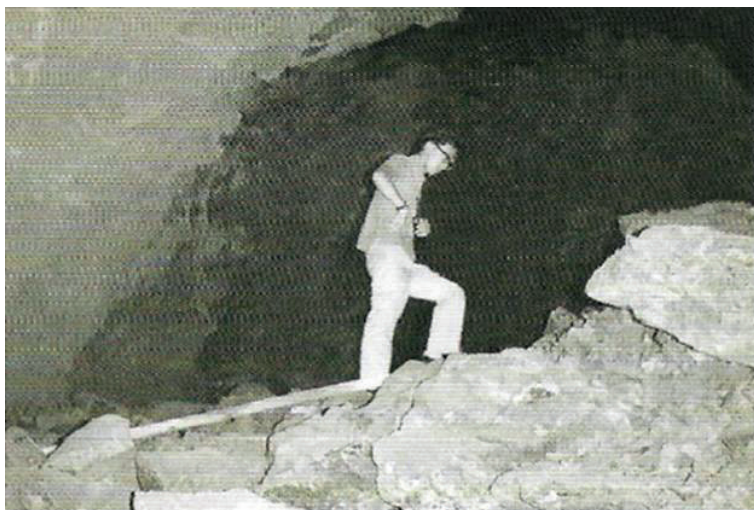
### 11.4.6 O túnel de lava

Dentre as mais importantes feições estruturais identificadas no sítio de barramento durante os trabalhos de implantação da segunda etapa de motorização sobressai uma caverna de dimensões métricas, encontrada a jusante do vertedouro da margem esquerda. Ela foi localizada durante as escavações da fossa de erosão, ao longo da parede esquerda do extenso canal de restituição (**Figura 11.4.1**). Suas dimensões não foram determinadas com precisão, mas deveria medir cerca de 70 metros de extensão e sua seção permitia facilmente a entrada de pessoas, ao menos na primeira dezena de metros, onde apresentava seção circular, com diâmetro da ordem de cinco a seis metros (**Figuras 11.4.7 e 11.4.8**). Previamente às escavações, o “lava-túnel” foi também detectado pela sondagem SR-VII, cujas hastes caíram vários metros durante a perfuração. De início, atribuiu-se a queda das hastes à presença de uma fratura aberta vertical e somente durante os trabalhos de escavação, a jusante do vertedouro da margem esquerda, sua real natureza foi identificada.



**Figura 11.4.7** - Cachoeira Dourada - Entrada do tunel de lava (ABGE, 2017).

A abóbada da cavidade se encontrava revestida por uma película de quartzo, com espessura da ordem de dois centímetros, mas o piso estava cheio de fragmentos de rocha, tombados das paredes e abóbada devido às vibrações induzidas pelas detonações próximas. A cavidade acabou sendo tamponada com concreto.



**Figura 11.4.8** - Cachoeira Dourada – Eng. Yasuhiro Matuoka inspecionando o interior do túnel (ABGE, 2017).

A origem do lava-túnel foi atribuída à fase de resfriamento do magma basáltico, quando o meio circundante já se encontrava consolidado, o núcleo do derrame permanecendo em fase ainda viscosa. Houve condições para que a lava fluida escoasse, permanecendo a cavidade. Uma segunda hipótese formulada na época atribuiu a cavidade ao aprisionamento de gases, formando uma bolha sob pressão, durante a fase de esfriamento da lava. Feições desse tipo são incomuns em basaltos, embora ocorram frequentemente em derrames de lavas ácidas. A importância dessa estrutura deriva do fato que poderia apresentar continuidade suficiente para permitir uma comunicação com o reservatório, passando então a funcionar como um escoadouro. Investigou-se, através de sondagens espaçadas da ordem de 10 a 15 metros, a eventual continuidade da feição, felizmente com resultados negativos.

#### 11.4.7 Considerações finais

A usina de Cachoeira Dourada se distingue por ter sido construída ao longo de quatro etapas, no arco de tempo de quatro décadas, sendo que cada etapa se caracteriza por aspectos de projeto e construção peculiares, descritos no decorrer do texto. Digno de menção especial foi o encontro de uma cavidade natural no corpo de um dos derrames basálticos. Em derrames basálticos da bacia do Paraná, tipicamente constituídos por lavas básicas (pahoehoe), a ocorrência de cavidades é muito menos frequente do que em lavas ácidas (a-a). Pelas dimensões, o caso do túnel de lava em Cachoeira Dourada é inusitado, mas há registro na literatura técnica de caso similar no Brasil, na UHE São Simão (ver mais adiante). Essa ocorrência assinala a possibilidade de feições similares ocorrerem em outros sítios de barragens, eventualmente em locais críticos perante estruturas de barramento, podendo ocasionar problemas de estanqueidade. O caso de Cachoeira Dourada serve, assim, de alerta para a programação de investigações em sítios de barragens em regiões basálticas.

### 11.4.8 Material consultado

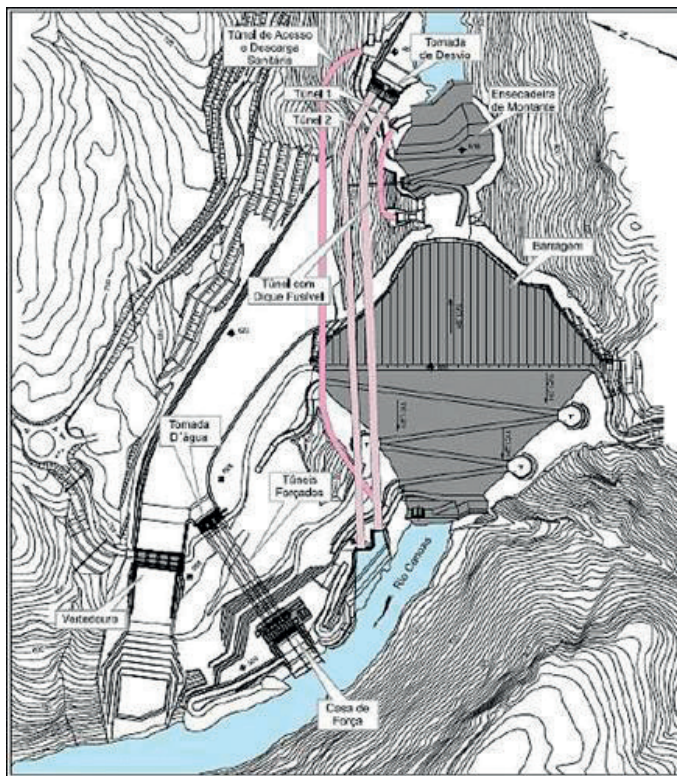
- ABGE – Barragem e Usina de Cachoeira Dourada, da Centrais Elétricas de Goiás, no rio Paranaíba. In: Geologia de Engenharia e Mecânica das Rochas no Brasil: a contribuição de Murillo Dondici Ruiz. São Paulo, 2017. Página 48.
- CBDB/ICOLD – Large brazilian spillways. 2002. Rio de Janeiro. 205 páginas.
- CELG – Centrais Elétricas de Goiás S.A. – UHE Cachoeira Dourada – IV Etapa – Projeto básico – Relatório ao DNAEE – Texto – ENGEVIX S.A. Estudos e Projetos de Engenharia. Texto composto por 16 capítulos. Data presumível: 2º semestre/1984.
- LOUSA, J. & ZNAMENSKI, D. – Cachoeira Dourada. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Alto Paraná. Pág. 91-100.
- NIEBLE, C.M., GUIDICINI, G. & LOUSA, J. – Segurança de estruturas de concreto nas vizinhanças de escavações: o caso da Usina Hidrelétrica de Cachoeira Dourada, Brasil. In: I Conferência Ibero-Americana sobre Aproveitamentos Hidráulicos. Lisboa, 1987. LNEC. Vol. 1, pág. C-9-22.
- NIEBLE, C.M., GUIDICINI, G., SBRISIA, L.F. & LOUSA, J. – Comportamento das estruturas existentes, durante as escavações da IV etapa de motorização da UHE Cachoeira Dourada. In: XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Belo Horizonte. 1985. CBGB. Anais ...Vol. 1, pág. 617-636.

## 11.5 CAMPOS NOVOS - RIO CANOAS

### ▷ DESTAQUE: BASALTOS ALCALINOS E ÁCIDOS NO MESMO SÍTIO

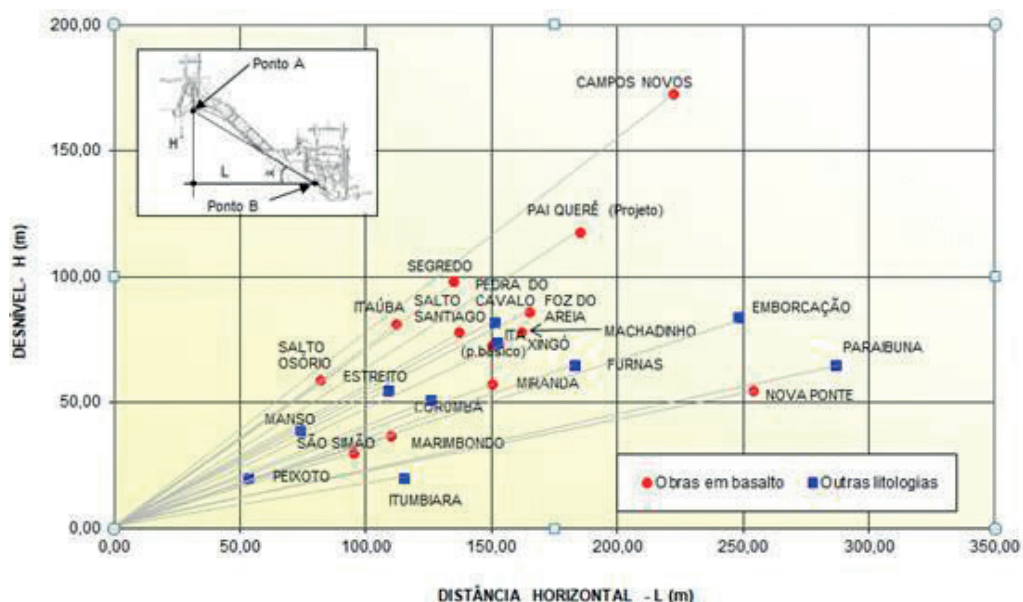
#### 11.5.1 Introdução

A UHE Campos Novos se localiza no rio Canoas, cerca de 21 quilômetros a montante de sua confluência com o rio Pelotas, entre os municípios de Campos Novos e Celso Ramos, no Estado de Santa Catarina, a cerca de 380 quilômetros de Florianópolis. A **Figura 11.5.1** apresenta o arranjo geral das obras em Campos Novos, podendo-se observar a existência de vários túneis: o sistema de geração conta com três túneis, o sistema de desvio com dois e ainda existem dois outros túneis, um de acesso e descarga sanitária e outro que se destinou a abrigar um dique fusível, elemento que integrou o sistema de enchimento do reservatório, por razões de segurança.



**Figura 11.5.1** - Campos Novos – Arranjo geral da obra (Xavier, 2009).

O arranjo da usina sobressai por suas dimensões, sendo composto, basicamente, por uma barragem de enrocamento com face de concreto, com 202 metros de altura máxima, localizada imediatamente a montante de uma forte curva do rio para direita, sendo que todas as estruturas de desvio, geração e vertimento se situam na ombreira direita. A magnitude da obra pode ser depreendida pela análise do gráfico da **Figura 11.5.2**, em que Campos Novos ocupa o ponto mais alto de uma relação entre o desnível da fundação da tomada d'água até o piso da casa de força versus a distância horizontal entre as duas estruturas, comparativamente a outros empreendimentos brasileiros em que as duas estruturas se acham separadas. Na figura, constata-se que a parte superior do gráfico é ocupada por obras em basaltos. Em Campos Novos a casa de força é do tipo abrigado.



**Figura 11.5.2** – Campos Novos - Relação entre o desnível da fundação da tomada d' água até o piso da casa de força versus a distância horizontal, em empreendimentos hidrelétricos brasileiros.

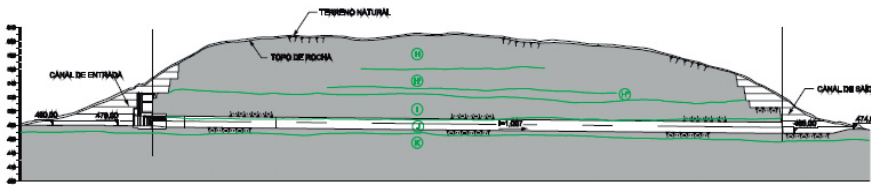
### 11.5.2 Geologia

Na área do empreendimento foram identificadas duas seqüências de derrames na natureza distinta. De baixo para cima, a primeira seqüência consiste em oito derrames sobrepostos, de natureza básica, compreendidos entre as altitudes de 420 e 590 metros, denominados de G a N. Dentro dessa seqüência ocorrem também derrames secundários, que receberam as denominações de G', H'/H'' e K' e ocupam áreas restritas. A espessura desses derrames varia de quatro a 60 metros, com variações litológicas, estruturais e texturais nos padrões normais, isto é, com zonas vesiculares e amigdaloidais no topo, basalto denso no centro e basalto amigdaloidal na base do derrame, comumente individualizados por brechas basálticas. A segunda seqüência, acima da altitude de 590 metros, consiste em um único derrame, denominado F, que se diferencia dos demais por ter composição intermediária a ácida, tendo sido sua rocha denominada dacito ou riolito. Esse derrame possui espessura superior à centena de metros e apresenta diversos níveis vítreos. Outra característica desse derrame é a alternância de porções escuras e claras, mineralogicamente diferenciadas, que exercem grande controle no processo de alteração do maciço. A **Figura 11.5.3** exibe a imagem de uma seção do derrame F próxima à superfície do terreno, podendo-se constatar o espessamento localizado do horizonte de solo, que se aprofunda por cerca de 30 metros a partir do topo da rocha, ao lado de grandes blocos de rocha imersos em solo.



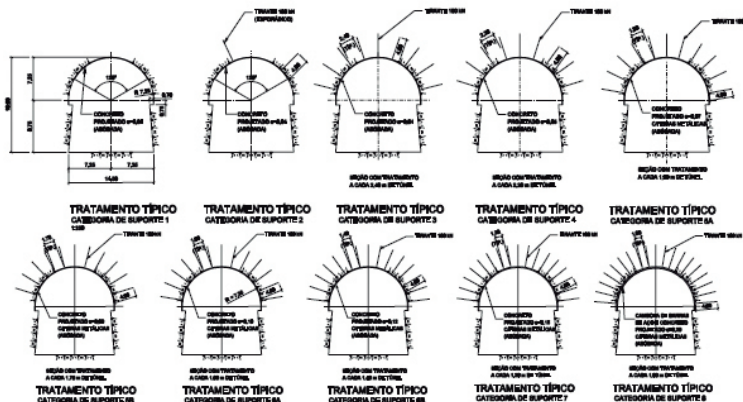
**Figura 11.5.3** - Campos Novos - Exposição do derrame F no canal de aproximação (dacito, riolito) (Cordel & Tajima, 2005).

É ao longo de um derrame de basalto toleítico (mais rico em plagioclásio e sílica do que o basalto alcalino), o derrame J, que foram escavados os túneis de desvio (Figura 11.5.4).



**Figura 11.5.4** - Campos Novos - Seção longitudinal pelo TD-2 (Cordel & Tajima, 2005).

Os trabalhos de mapeamento geomecânico dos túneis de desvio evidenciaram as boas condições do maciço rochoso, constituído por rocha sã, medianamente fraturada e livre de maiores tensões residuais. Apesar de o projeto ter previsto a possibilidade de ocorrência de trechos de baixas características geomecânicas (Figura 11.5.5), as formas de tratamento aplicadas foram moderadas, limitadas às primeiras quatro categorias.



**Figura 11.5.5** - Campos Novos - Formas de tratamento previstas para os túneis de desvio (Cordel & Tajima, 2005).

### 11.5.4 Considerações finais

A literatura técnica a respeito da UHE Campos Novos é escassa no que se refere ao registro dos aspectos geológicos do sítio, mas adquire maior dimensão no relato dos acidentes que atingiram este empreendimento em sua fase final de construção, quando ocorreu a ruptura da estrutura de fechamento de um dos túneis de desvio e, ao mesmo tempo, embora sem vínculo entre os dois eventos, a laje de concreto que reveste a barragem de enrocamento sofreu deslocamentos de tal magnitude que os singulos painéis apresentaram extensas trincas e deformações da ferragem. Tais eventos ganharam notoriedade e despertaram a atenção do meio técnico para os níveis de risco que surgem ao se lidar com obras de dimensões progressivamente maiores, situadas no limite do “já executado”.

### 11.5.5 Material consultado

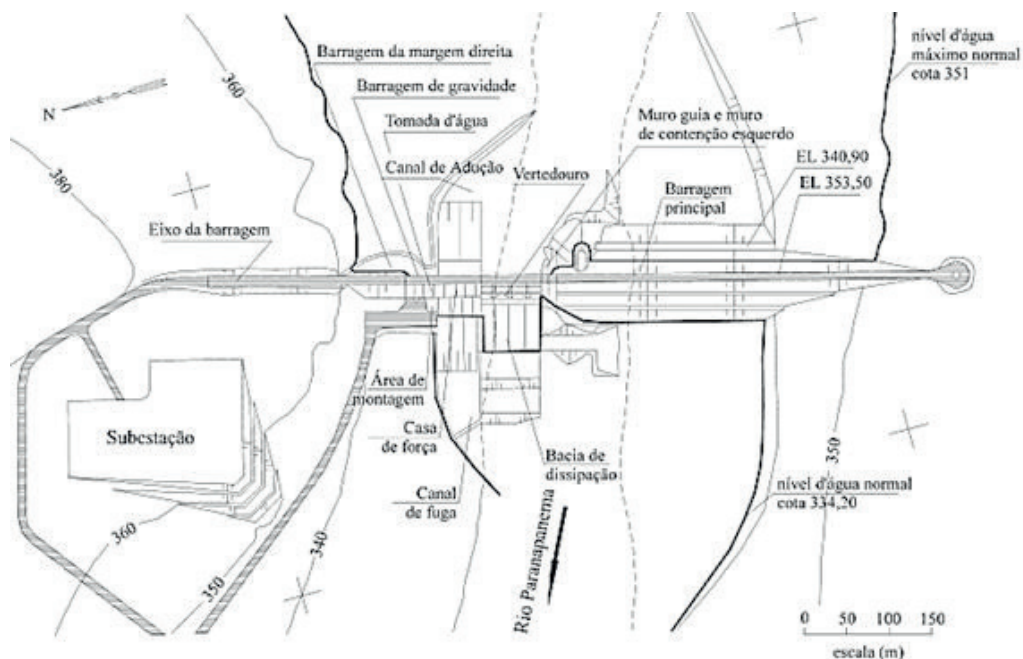
- CORDEL, R.R. & TAJIMA, R. – Tratamento dos túneis de desvio da UHE Campos Novos. In: XI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Florianópolis, SC. ABGE. 2005. Anais...Tema 5. 15 páginas.
- XAVIER, L.V. – River diversion of the Campos Novos Hydroelectric Power Plant – Diversion of Large Brazilian Rivers. Comitê Brasileiro de Barragens, Rio de Janeiro, 2009. Pág. 35-49.
- XAVIER, L.V., TAJIMA, R. & VASCONCELOS, D.B. – Túnel de emergência e dique fusível da UHE Campos Novos. In: XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Salvador, BA, 2003. Anais ...Vol. 1, Tema T91, A02, pág. 38-48.

## 11.6 CANOAS I - RIO PARANAPANEMA

### ▷ DESTAQUE: ESTRUTURA ANÔMALA (FALHAMENTO INVERSO)

#### 11.6.1 Introdução

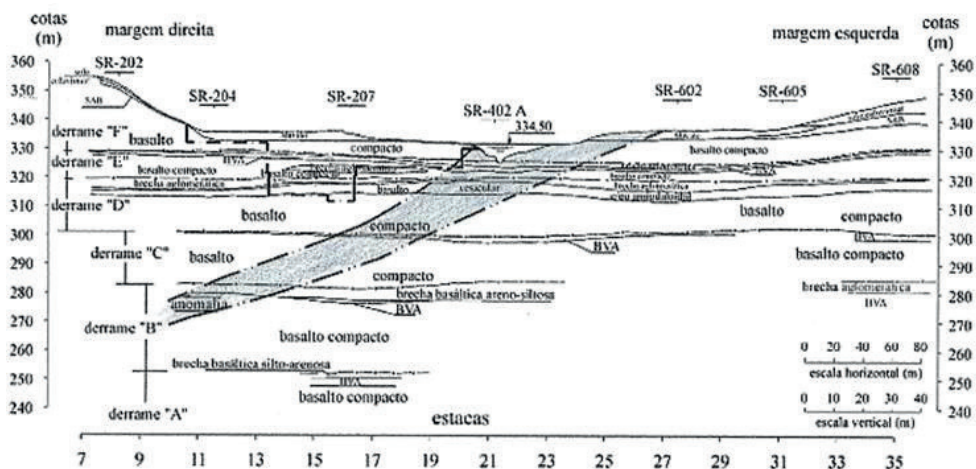
A Usina Hidrelétrica Canoas I está localizada no rio Paranapanema, divisa dos estados de São Paulo e Paraná, cerca de um quilômetro a montante da foz do rio das Cinzas, nos municípios de Cândido Mota (SP) e Itambaracá (PR). O arranjo geral é constituído por estruturas de concreto ocupando a margem direita do rio, ladeadas por barragens de terra. A altura máxima da barragem é da ordem de 30 metros. A **Figura 11.6.1** exhibe o arranjo geral.



**Figura 11.6.1** - Canoas I - Arranjo geral da usina (Marrano & Paraguassu, 1998).

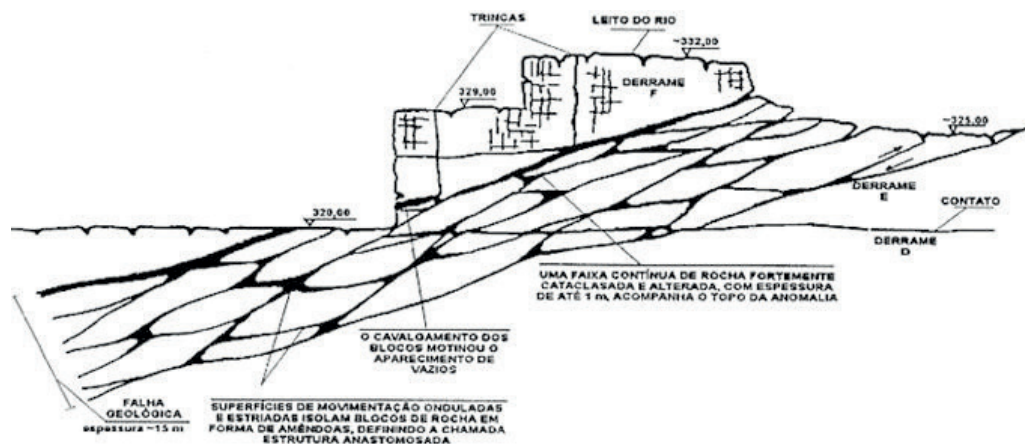
### 11.6.2 A anomalia geológica

No sítio da UHE Canoas I foram identificados seis derrames basálticos superpostos, até a profundidade de interesse ao empreendimento. As sondagens realizadas na fundação das estruturas de concreto revelaram a presença de nove descontinuidades subhorizontais, identificadas como juntas-falhas, no intervalo entre as elevações 287 m e 340 m. Mais relevante, ainda, uma espessa falha geológica inclinada, com mergulho entre  $12^\circ$  e  $18^\circ$  rumo à margem direita, foi identificada cortando o eixo da barragem quase perpendicularmente. Sua detecção somente foi feita na fase final do projeto básico, quando o arranjo da UHE já se encontrava definido, o que motivou a adoção de uma série de medidas para fazer face a essa ocorrência. Por não ter sido visualizada com clareza antes do início das escavações, a feição ganhou a denominação de “anomalia geológica”. A referida anomalia geológica consiste em uma caixa de falhamento e tem o aspecto de um espesso pacote de rocha fortemente fraturada, contendo estreitas faixas muito alteradas e cruzando diagonalmente o maciço rochoso, na altura do eixo da barragem, com mergulhos para a direita hidráulica e para montante, com ângulos variáveis. Desta forma, intercepta os diversos derrames basálticos presentes no local, conforme pode ser visualizado na **Figura 11.6.2**, a seguir. Sua direção geral aproximada (interseção com o plano horizontal) se situa em  $N55^\circ W$ .



**Figura 11.6.2** - Canoas I - Seção longitudinal - A anomalia geológica intercepta a sequência de derrames basálticos (Marrano & Paraguassu, 1998, modificado).

O intenso fraturamento que afeta a anomalia é o reflexo do estado de tensões a que foi submetida a rocha, quando os esforços cisalhantes induzidos por um evento tectônico regional superaram a capacidade de resistência do maciço rochoso. Trata-se de um falhamento inverso, em que a porção do maciço situada acima do plano de movimentação (capa) se deslocou em movimento ascendente sobre a porção inferior (lapa). O modelo estrutural que rege este tipo de falhamento pode ser descrito como sendo o resultado de um mecanismo de rupturas progressivas do maciço rochoso, em decorrência de uma distribuição heterogênea e anisotrópica de esforços e deformações. Durante o carregamento, o eixo de aplicação das tensões principais sofreu um movimento de rotação, que se refletiu na complexa rede de planos de ruptura que se estabeleceu no interior da caixa de falha, resultando na estrutura anastomosada formada por inúmeros “corpos amendoados”, facilmente reconhecíveis nas paredes de escavação da usina e retratados no esquema da **Figura 11.6.3**.



**Figura 11.6.3** - Canoas I - representação esquemática do modelo estrutural da anomalia geológica, com estrutura anastomosada (Kitahara, in Pereira & outros, 2007).

A quantidade de movimento pode ser inferida a partir de observações nas escavações, tendo sido medida, em alguns pontos, em 0,8 a 1,0 metros de deslocamento vertical. Considerando-se o baixo ângulo de inclinação da falha, o deslocamento horizontal deve ser maior. Esta medida de deslocamento não pode ser generalizada para o todo, devendo variar de ponto a ponto, em função da mecânica de movimentação, mas revela claramente a ordem de grandeza da movimentação relativa das partes. A imagem da **Figura 11.6.4** retrata a situação da obra durante os trabalhos de concretagem do muro esquerdo e mostra o aspecto da “zona focal” da falha, isto é, da região em que os reflexos da movimentação e conseqüente quebra mecânica foram mais intensos. Percebe-se claramente o rejeito vertical referido no parágrafo anterior, bem como a presença de uma zona preenchida com material cataclasado, isto é, esmigalhado.



**Figura 11.6.4** - Canoas I - Aspecto da zona focal da falha (Foto Magalhães, in ABGE, 2018).

Nesta zona se localizam grandes vazios (de extensão métrica) e cavidades e onde se concentraram as maiores absorções de sólidos injetados durante a realização da cortina de vedação.

### 11.6.3 Características físicas e mecânicas

Ao causar um aumento no índice de vazios da massa de rocha afetada, o processo tectônico tornou-a muito mais permeável do que o restante do maciço. Além de se constituir em um caminho preferencial de percolação d'água, o pacote de rocha associado à caixa de falha possui características geomecânicas mais baixas, devido à presença de horizontes de rocha cataclasada (praticamente reduzida a pó). Estrias de fricção foram observadas nos testemunhos das sondagens e nas paredes das escavações, atestando a movimentação ocorrida ao longo deste horizonte de rocha. A maioria das estrias eram iso-orientadas, segundo N45°E, revelando a direção das tensões principais. O horizonte de rocha que constitui a caixa de falha tornou-se também alvo de processos intempéricos, devido à proximidade com a superfície, disso resultando faixas de rocha mais fortemente alteradas, percorridas por veios e películas de argilominerais frequentemente plásticos. Após as escavações percebeu-se que, localmente, a anomalia geológica apresentava mergulhos mais acentuados do que os previstos na época das sondagens (entre 12° e 20°), alcançando em alguns locais ângulos de inclinação de até 30°, alternadamente a áreas mais aplainadas (subhorizontais). A movimentação da capa (porção do maciço sobreposta à falha) no sentido ascendente resultou em mudanças não apenas de forma, mas de volume (dilatância). Este incremento de

volume se traduziu em aumento de porosidade do meio, de onde o aparecimento de cavidades. Cessado o movimento, a configuração final esteve vinculada à rigidez do material que constitui a capa, disso resultando a distribuição e tamanho das cavidades. A distribuição espacial de vazios ao longo da caixa de falha resultou aleatória e imprevisível. A ação de cavalgamento dos blocos, uns sobre os outros, chegou a provocar o aparecimento de cavidades de dimensões métricas, uma delas detectada durante as escavações na extremidade jusante da bacia de dissipação, na fundação do muro lateral esquerdo. Na fundação do muro esquerdo foi possível observar uma cavidade com algumas dezenas de centímetros de altura e dezenas de metros de extensão, parcialmente preenchida por material cataclásico, posteriormente submetido ao processo de intemperismo. De tempos em tempos, ocorriam pontos de apoio rocha-rocha, espaçados entre si alguns metros.

#### 11.6.4 Reflexos no projeto e construção

Para fins de projeto, a deformabilidade da faixa da anomalia geológica foi assumida como sendo de 20% a 25% da que foi atribuída ao restante do maciço, ou seja,  $E = 4.000$  MPa, revisada para  $2.500 < E < 3.000$  MPa após a aplicação dos critérios de Bieniawski e Barton/Nieble. Para a definição de parâmetros geomecânicos de resistência foram adotados os dados obtidos através de ensaios *in situ* e de laboratório, executados em litologias similares (Água Vermelha e Porto Primavera), bem como dados disponíveis na literatura especializada. Esses valores foram adaptados em função das características específicas das descontinuidades presentes no maciço de Canoas I, tais como espessura e preenchimento. Para a falha geológica adotaram-se valores conservadores, em particular para a zona focal situada na parte superior da caixa de falha, mais intensamente afetada pelo processo tectônico (Kitahara, 1999). As **Tabelas 11.6.1** e **11.6.2** trazem um resumo dos parâmetros adotados para o maciço e para as descontinuidades.

**Tabela 11.6.1** – Canoas I – Parâmetros adotados para os derrames basálticos (Kitahara, 1999)

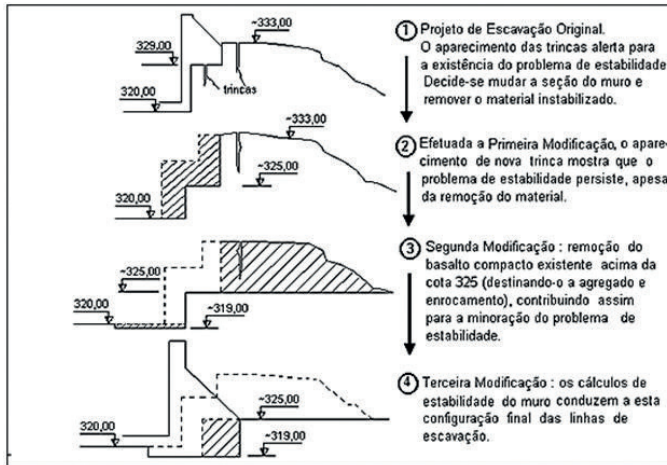
Derrame	Litologia	Peso Específico (g/cm <sup>3</sup> )	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de Deformabilidade (MPa)	Coefficiente de Poisson	Ângulo de Atrito	Coesão (MPa)
F	BC	2,9*	98*	20.000	0,2	45°	1,5
E	LAg	2,5	—	15.000	0,2	—	—
E	BVA	2,6*	53*	15.000	0,2	40°	1
E	BC	2,7*	56*	20.000	0,2	45°	1,5
D	LAg	2,6	—	15.000	0,2	—	—
D	BVA	2,6	—	15.000	0,2	40°	1
D	BC	2,5 - 2,7*	17 - 40*	20.000	0,2	45°	1,5
C	BVA	2,6*	—	15.000	0,2	40°	1
C	BC	2,9*	—	20.000	0,2	45°	1,5

(\*) Determinados em ensaios

**Tabela 11.6.2** – Canoas I – Parâmetros adotados para as descontinuidades (Kitahara, 1999)

Feição	Módulo de Deformabilidade (MPa)	Ângulo de Atrito	Coesão (MPa)
J3F	—	21°-46°	0
J1D	—	30°-46°	0
J2D	—	25°-40°	0
J3D	—	27°-42°	0
J1C	—	27°-45°	0
J2C	—	30°-46°	0
J3C	—	17°-43°	0
Falha	topo-1.000 base-10.000	topo-22° base-24°	0

A presença do falhamento inverso afetou o projeto de escavação das estruturas de concreto, causando modificações na bacia de dissipação, bem como no muro lateral esquerdo do vertedouro, de forma a remover trechos mais intemperizados da caixa de falha que não apresentavam condições adequadas para fundação. No caso do muro lateral esquerdo, ocorreram diversos rebaixamentos sucessivos, documentados na **Figura 11.6.5**.



**Figura 11.6.5** – Canoas I – Sequência de rebaixamentos na fundação do muro lateral esquerdo do vertedouro (Kitahara, 1999).

Quanto às condições de permeabilidade, os ensaios de perda d'água sob pressão realizados nas sondagens que atravessaram a falha geológica resultaram, em sua maioria, em absorção da vazão total da bomba, sem que as pressões de ensaio fossem atingidas, vindo revelar coeficientes de permeabilidade equivalente superiores a  $10^{-2}$  cm/s, valor este considerado elevado. Testes de injeção de calda de cimento realizados na campanha de investigações por sondagens evidenciaram a suscetibilidade do maciço rochoso à aceitação de grandes quantidades de cimento. Foram injetados, em caráter pioneiro experimental, 237 trechos de furos de sondagem com três metros de extensão e os resultados registraram 10 trechos injetados em que o volume de sólidos (cimento+areia) foi superior a uma tonelada. Dos 10 casos, sete foram associados à anomalia geológica e os demais às juntas-falhas, o que prenunciava a dificuldade na obtenção de uma cortina de vedação eficiente. Em alguns casos, os valores de absorção de cimento chegaram a ultrapassar 12 toneladas por metro, sinalizando a dimensão dos vazios na caixa da anomalia geológica. O caráter errático das cavidades dificultou ao extremo o processo de constituição de uma cortina de vedação eficiente na fundação das estruturas de concreto, fato comprovado pela magnitude das vazões dos drenos de fundação durante e após o enchimento do reservatório. As vazões de drenagem atingiram um máximo da ordem de 2.860 litros/minuto, correspondente a 86% da capacidade do sistema de bombeamento, regredindo para cerca de 2.200 litros/minuto em função da colmatação progressiva dos caminhos de percolação. Entretanto, o sistema de piezometria de fundação revelou que as subpressões se mantiveram em níveis sempre moderados, atestando a segurança das estruturas e sinalizando a dissociação entre vazões de drenagem e subpressões.

As vazões de drenagem em Canoas I ultrapassam a média de vazões em outros aproveitamentos hidrelétricos em litologia basáltica. A **Tabela 11.6.3** apresenta uma comparação com dois outros sítios que se caracterizaram pelas altas vazões de drenagem da fundação, sendo Água Vermelha em basaltos e Dona Francisca em arenitos (os basaltos somente ocorrem nas ombreiras desta barragem) (Silveira, 2003). Constata-se que a vazão específica no caso de Canoas I supera de longe os outros dois sítios. As vazões específicas foram calculadas por metro de comprimento da barragem.

**Tabela 11.6.3** – Canoas I – Comparação de vazões específicas de drenagem de fundação com outras obras (Silveira, 2003)

Barragem	Comprimento Estr. concreto (m)	Altura média (m)	Vazão máxima (l/min)	Vazão específica (l/min/m/m)
Canoas I	200	30	2.860	0,48
Água Vermelha	610	60	5.200	0,14
Dona Francisca	640	50	2.970	0,09

Em Canoas I levaram-se a termos diversas operações de tamponamento provisório de drenos de fundação, de modo a reduzir a carga de bombeamento, sem detrimento do aumento das subpressões, cuidadosamente monitoradas durante os referidos ensaios. Informações mais detalhadas sobre o comportamento da barragem de Canoas I podem ser encontradas nos trabalhos de Silveira (2003), Silveira & outros (2005) e Pereira & outros (2007).

### 11.6.5 Considerações finais

A presença da estrutura anômala de falhamento inverso sob as principais estruturas de concreto pôde ser identificada já na fase de projeto básico graças a uma campanha de investigações geológicas adequadamente planejada e realizada com equipamentos de perfuração de boa qualidade. Durante a realização dos trabalhos, as informações trazidas pelas sondagens eram imediatamente analisadas e interpretadas, o que levou à intensificação das investigações em determinados pontos de maior interesse, finalizando com a identificação das dimensões, posicionamento e limites da referida falha inversa. O projeto e a construção da barragem foram beneficiados nesse aspecto, graças a adaptações às novas circunstâncias, tendo-se evitado o que poderia se constituir em “surpresa geológica”, somente percebida durante as escavações.

### 11.6.6 Material consultado

- KITAHARA, S.M. - Condicionantes geológico-geotécnicos da UHE Canoas I. Revista do CBGB. 1999. Edição especial. 15 páginas.
- MARRANO, A. - Caracterização tecnológica das rochas basálticas da Usina Hidrelétrica Canoas I, rio Paranapanema, SP/PR. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos/USP. 1997. 208 páginas.
- MARRANO, A. & PARAGUASSU, A.B. - Caracterização tecnológica das rochas basálticas da Usina Hidrelétrica Canoas I, rio Paranapanema, SP/PR, Brasil. 1998. In: Solos e Rochas, Vol. 21, pág. 143-164.
- PEREIRA, P.N., SANTOS, R.P. & SILVEIRA, J.F.A. - Comportamento hidrogeotécnico do maciço rochoso de fundação da UHE Canoas I. In: XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Belém, 2007. T101, A09, 13 páginas.
- SILVEIRA, J.F.A. - Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto. Oficina de Textos, São Paulo. 2003. 317 páginas.
- SILVEIRA, J.F.A., PEREIRA, P.N. & FERREIRA, W.V.F. - Anomalia geológica na fundação das estruturas de concreto de Canoas I e sua influência no comportamento da barragem. In: XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Goiânia, 2005. CBGB. Anais...Tema 95, A07. 15 páginas.

## 11.7 CAPIVARA - RIO PARANAPANEMA

### ► DESTAQUE: EMPREGO DE GM

#### 11.7.1 Introdução

O Aproveitamento Hidrelétrico de Capivara está localizado no rio Paranapanema, divisa dos estados de São Paulo e Paraná, próximo à localidade de Porto Capim, distando cerca de 200 km de sua foz no rio Paraná. Uma barragem de terra e enrocamento cruza o vale fluvial, em toda sua largura. A tomada d'água, em torre, se situa no interior do reservatório, seguida por uma tubulação forçada no interior do corpo da barragem, aduzindo as águas para a casa de força, localizada no pé da barragem. O vertedouro ocupa a ombreira direita (**Figura 11.7.1**).

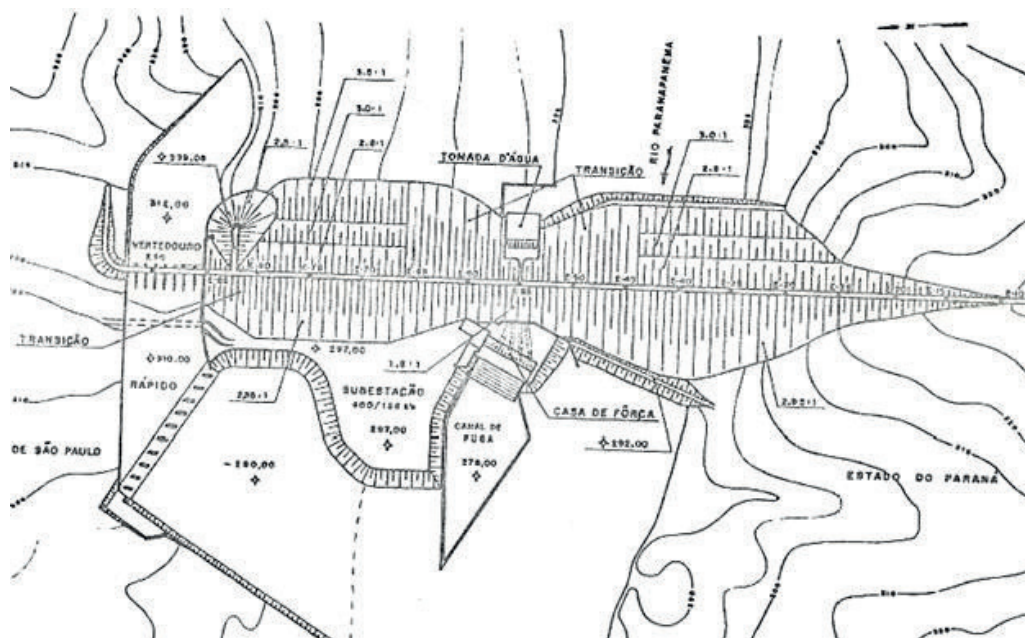


Figura 11.7.1 - Capivara - Arranjo Geral (ABGE/ABMS, 1983).

#### 11.7.2 Geologia

No sítio da barragem foram identificados, no quadro de interesse ao aproveitamento, cinco derrames basálticos superpostos, denominados de I a V, de cima para baixo. A **Figura 11.7.2** apresenta uma seção geológica esquemática longitudinal pelo eixo do barramento, fortemente sobrelevada (cerca de 6x), com diferenciação entre litotipos basálticos.

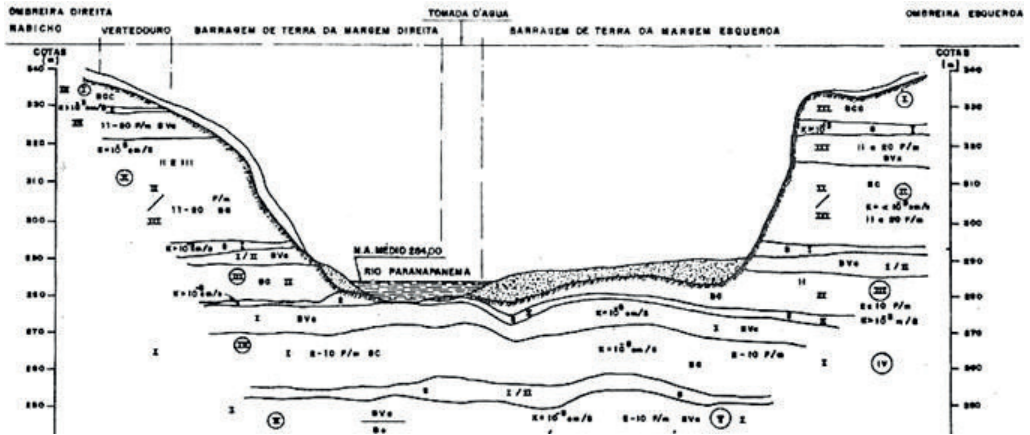


Figura 11.7.2 - Capivara - Seção geológica esquemática longitudinal (Monteiro & Sampaio, 1983).

Os solos de alteração maduros que capeiam o maciço rochoso são de natureza argilosa e ocorrem generalizadamente na área, recobrimdo as formas de relevo, com espessura média da ordem de cinco metros no alto das ombreiras. A seção geológica assinala no alto da ombreira direita, por volta da el. 325 metros, o contato entre os derrames I e II, acima do qual ocorre o basalto compacto do primeiro derrame. Esta rocha basáltica, próxima à superfície, apresenta-se intensamente fraturada, isolando fragmentos imbricados, constituindo um horizonte com espessura da ordem de dois a três metros, situada logo abaixo da camada de rocha intemperizada e do horizonte superficial de solo residual.

Em Capivara, denominou-se material GM ao horizonte de rocha muito fraturada, constituído por fragmentos angulosos e imbricados de basalto compacto microcristalino, parcialmente intemperizado, tendo os fragmentos paredes alteradas e oxidadas, em sua maioria com dimensões entre 4" e 1", sendo passível de ser escavado manualmente ou por meios mecânicos, sem o emprego de explosivos. O material GM ocorria como fundo de caixa na área de empréstimo, logo abaixo do material saprolítico. O termo GM, aplicado ao material em questão, originou-se do Sistema de Classificação Unificada de Solos, definido como pedregulho siltoso mal graduado, com percentagens superiores a 12% de finos retidos na peneira 200 (0,075 mm). Em verdade, o termo não correspondia com exatidão ao material de Capivara, pois este deveria ser classificado como GW, que se refere a um pedregulho bem graduado, com percentagem de finos inferior a 5%. Entretanto, apesar dessas ressalvas, o termo acabou sendo consagrado pelo uso no projeto da barragem e na fase construtiva (Barros, 1972). Análises petrográficas descreveram a rocha basáltica que constituía o GM como sendo de textura hipocristalina, intergranular, formada por plagioclásio ripiforme semialterado, piroxênio em cristais xenomorfos, também semialterados e minerais secundários esverdeados, identificados aos raios X como montmorilonita, com traços de illita e sericita, além de magnetita titanífera, parcialmente alterada em limonita.

### 11.7.3 Caracterização do GM

O material GM foi submetido a uma série de ensaios de caracterização, tanto em laboratório quanto em aterro experimental. Testes de ciclagem, por meio de secagem em estufa e posterior saturação, feitos em amostras obtidas de testemunhos de sondagens e em poços de inspeção,

após britagem dos fragmentos em dimensões de 1" a ¾", revelaram que, após 80 ciclos, metade do material havia se desagregado, enquanto a outra metade das amostras permaneceu intacta. Com base nos estudos, constatou-se que o material GM se prestava a servir de transição entre o solo compactado e o enrocamento na seção da barragem, fato que apresentou relevante interesse econômico, devido a seu baixo custo de produção e disponibilidade em volume. As principais características tecnológicas do GM foram definidas em laboratório e aparecem na **Tabela 11.7.1**, comparativamente aos outros litotipos ensaiados na obra.

**Tabela 11.7.1** – Capivara – Principais características tecnológicas das variedades de basalto locais (Monteiro & Sampaio, 1983)

CARACTERÍSTICAS	BASALTO MACIÇO SÃO, AFANÍTICO ROCHA A	BASALTO MACIÇO GRANUL. FINA ROCHA B	BASALTO VESÍCULO AMIGDALOIDAL ROCHA C	ROCHA GM*
Massa específica seca aparente	2,86	2,84	Variável	2,41
Massa específica dos grãos	3,02	3,02	3,0	---
Porosidade aparente	3,8 %	6,13%	variável	6,29%
Resistência à compressão (kgf/cm <sup>2</sup> )	seco 950-1.150 sat 850-870	seco = 780 sat = 480-670	370	---
Módulo de elasticidade estático (kgf/cm <sup>2</sup> )	689.460 a 728.860	291.510	---	---
Valor de abrasão Los Angeles (IA)	13,7%	19,8%	22%	16,3% e 28,9%
Valor do impacto Treton	7,6%	9,4%	17%	---
Resistência ao esmagamento	9,6%	15,6%	23%	---
Resistência ao cisalhamento	$\varphi = 46^\circ > 39^\circ$ não alterável	$\varphi = 42^\circ$ a $36^\circ$ $\varphi$ ciclado	$\Phi = 46^\circ$ a $39^\circ$ $\Phi$ ciclado	seco $\Phi = 35^\circ 30'$ sat $\varphi = 31^\circ 30'$

\* Basalto compacto, microcristalino (rocha A), semialterado e fendilhado.

O GM foi testado em pista experimental de 20 x 20 x 4 metros, ao longo de cerca de dois anos, tendo-se observado que, quando confinado, a desagregação do material não progredia, após formação de uma fina camada descontínua de alguns centímetros de espessura de material desagregado, sobrejacente aos fragmentos intactos. Na pista experimental foram determinados os coeficientes de permeabilidade, a granulometria natural e após compactação, o coeficiente de fraturamento Marsal B e a densidade. Dos testes efetuados foi constatada uma quebra dos fragmentos mais graúdos do material (B = 21,3%), obtendo-se densidade variável entre 2,14 g/cm<sup>3</sup> e 2,42 g/cm<sup>3</sup>, enquanto o coeficiente de permeabilidade obtido foi da ordem de  $5 \times 10^{-1}$  cm/s. Com base nos resultados obtidos, o material foi utilizado na seção da barragem de terra e no aterro da subestação, como material de transição entre aterro compactado e enrocamento. A **Figura 11.7.3** documenta o emprego do GM na seção da barragem, onde foi utilizado como camada única entre o enrocamento de montante e o aterro compactado, com espessura de três metros, medidos na horizontal e entre o *rip rap* e o aterro compactado. Foi também utilizado como segunda camada de transição entre o aterro e o enrocamento de jusante, com a mesma espessura referida, sendo

a primeira camada de cascalho arenoso. O material foi compactado com rolo vibratório pesado, em camadas de 30 cm, com um mínimo de duas passadas.



**Figura 11.7.3** - Capivara - Emprego de GM na seção da barragem (Barros, 1972).

#### 11.7.4 Considerações finais

Considerando que os materiais de transição costumam ser relativamente custosos, devido à necessidade de processamento, a utilização de GM em Capivara foi uma solução técnica e economicamente adequada. Neste caso específico, o preço unitário do material GM resultou inferior ao preço unitário do aterro compactado e cerca de quatro vezes menor do que o cascalho arenoso dragado do leito do rio e sem qualquer beneficiamento. Se comparado com a pedra britada, seu custo resultou igualmente quatro vezes menor, justificando o alto interesse em sua utilização.

#### 11.7.5 Material consultado

- BARROS, F.P. - Propriedades tecnológicas do material G.M. e sua utilização na Barragem de Capivara. In: IV Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1972. APGA. Anais...Tema 1, Pág. 55-71.
- CRUZ, P.T. & NIEBLE, C.M. - Engineering properties of residual soils and granular materials originated from basalts - Capivara dam - Brazil. In: V Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Angola, 1971. LEA. Anais...Vol. 1, pág. 19-24. (Publicação IPT nº 913).
- CRUZ, P.T., VIEIRA NETO, A., MONTEIRO, H.J.A., AMARAL, E., MORIMOTO, S. & PINHEIRO, R. - Usina Capivara - Utilização de solos de alteração de basalto na construção da barragem de terra. In: X Seminário Nacional de Grandes Barragens, Curitiba, 1975. Anais...Tema 1. 31 páginas.
- FARJALLAT, J.E.S., BARROS, F.P., YOSHIDA, R. & OLIVEIRA, J.A.N. - Alguns problemas de degradação dos basaltos da barragem de Capivara, rio Paranapanema. In: IV Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1972. Associação Paulista de Geologia Aplicada - APGA. Anais...Tema I, pág. 73-101.
- FARJALLAT, J.E.S. - Estudos experimentais sobre a degradação de rochas basálticas: basaltos da Barragem de Capivara, rio Paranapanema, São Paulo. Tese de Doutorado. IGA/USP, 1971. 125 páginas.
- FARJALLAT, J.E.S., MONTEZZO NETO, V. & RATTI, G. - Relação entre teores de minerais argilosos expansivos e a desagregação de rochas basálticas. IV Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, 1972. APGA. Pág. 123-136.

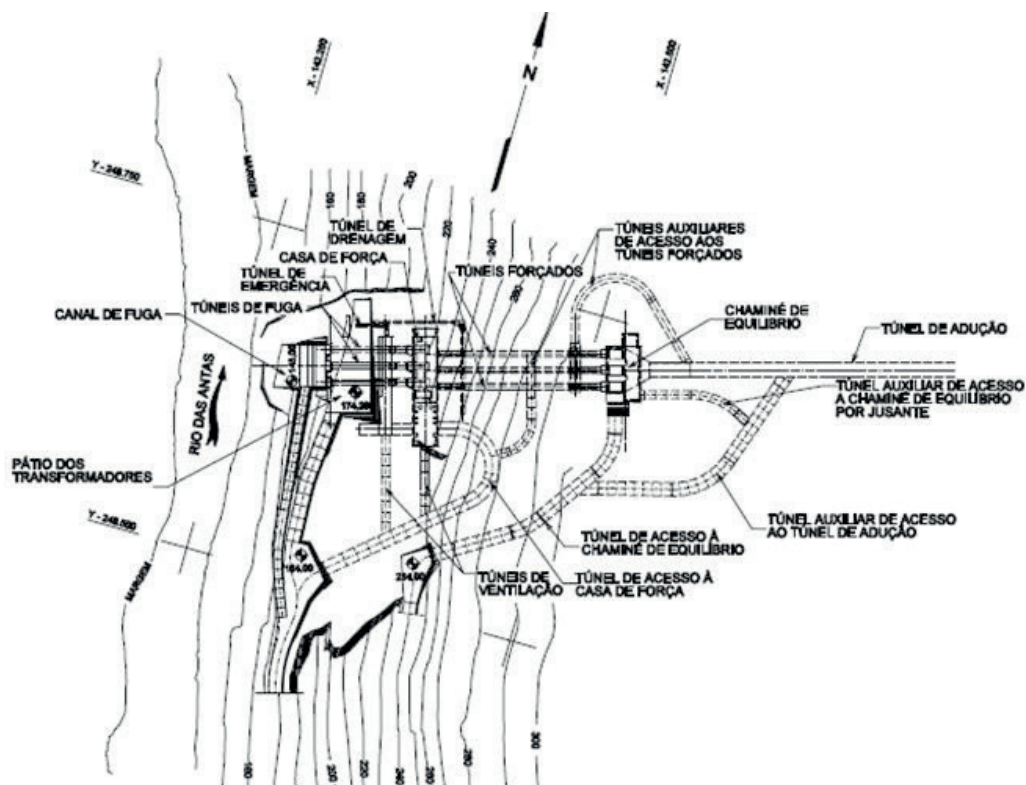
- FARJALLAT, J.E.S. & OLIVEIRA, J.A.N. – Experimental studies on the weatherability of the Capivara Dam basalts, rio Paranapanema, Brazil. Bulletin of the IAEG. Paris, nº 6, 1972. Pag. 83-96.
- FRAZÃO, E.B. & CARUSO, L.G. – Síntese do conhecimento sobre alterabilidade de rochas basálticas como material de construção em algumas barragens da Bacia do Alto Paraná. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. São Paulo. 1983. ABGE. Anais...Vol. 2-A, pág. 21-33.
- MONTEIRO, H.J.A. & SAMPAIO, A.J.M. – Capivara. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 119-150.
- MORIMOTO, S. & MONTEIRO, H.J.A. – A utilização de foto-gravi-granulometria na seleção de rochas destinadas a enrocamento e ripraps de barragens. In: IX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, 1973. CBGB. Anais...Vol. 2, 25 páginas.
- OLIVEIRA, J.A.N. – Geologia da Barragem de Capivara, rio Paranapanema, Estados de São Paulo e Paraná. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. 1969. APGA. Anais...Vol. 3, Tema 3, 39 páginas.
- SIGNER, S. – Estudo experimental da resistência ao cisalhamento dos basaltos desagregados e desagregáveis de Capivara. Dissertação de Mestrado. São Paulo. USP-Escola Politécnica. 1973. 92 páginas.

## 11.8 CASTRO ALVES - RIO DAS ANTAS

### ▷ DESTAQUE: TENSÕES HORIZONTAIS ELEVADAS E SEUS REFLEXOS

#### 11.8.1 Introdução

A UHE Castro Alves se situa no rio das Antas, na bacia do Taquari-Antas, nordeste do Estado do Rio Grande do Sul e integra o chamado Complexo Energético Rio das Antas, em conjunto com as UHEs Monte Claro e 14 de Julho. A área se caracteriza por ser uma região planáltica, profundamente entalhada pelo rio das Antas e por seus afluentes. Esse entalhe propiciou a formação de vales profundos em “V”, com desníveis altimétricos elevados. O arranjo geral das obras tira partido de uma volta no curso do rio e consiste basicamente em uma barragem de concreto compactado a rolo, que incorpora uma soleira vertente livre e é dotada de quatro adufas para desvio do rio. O sistema de adução/geração é integrado por um túnel de adução com 7,1 km de extensão e seção de 80,68 m<sup>2</sup>, que se liga a uma chaminé de equilíbrio subterrânea, da qual partem três túneis forçados, cada qual com diâmetro de 3,60 metros, que aduzem a água à casa de força subterrânea. A restituição das águas ao rio é feita por três túneis de fuga, de pequena extensão. A **Figura 11.8.1** documenta o sistema de adução subterrâneo da usina.

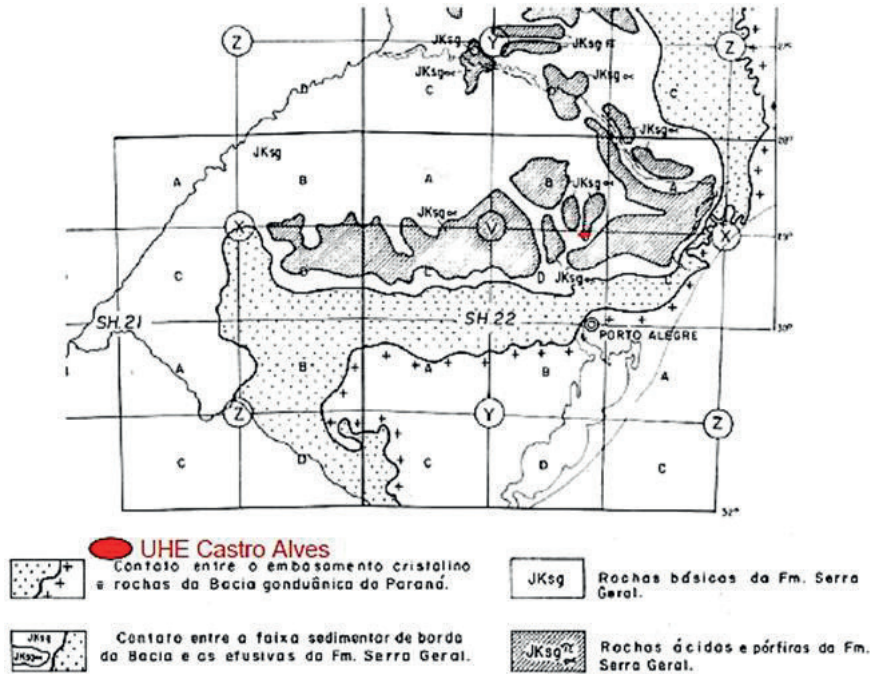


**Figura 11.8.1** – Castro Alves – Sistema de adução da usina (Silva Junior & outros, 2005).

A UHE Castro Alves foi a segunda usina a ser construída dentro do Complexo Energético Rio das Antas, precedida pela UHE Monte Claro, localizada pouco mais a jusante. Foi, assim, possível incorporar ao projeto e construção da usina a experiência já adquirida no trato com as manifestações de alívio brusco de tensões (*rockburst*) nas obras subterrâneas da primeira usina. O caso da UHE Monte Claro, que serviu de referência em Castro Alves, se encontra relatado em item específico deste livro.

### 11.8.2. Geologia do sítio

Na região, a sequência de derrames basálticos apresenta diferenciações em sua composição mineralógica, tendendo a rochas de natureza intermediária a ácida, denominadas riodacitos a riolitos. Os derrames ácidos se situam na porção superior da sequência basáltica da formação Serra Geral (**Figura 11.8.2**).



**Figura 11.8.2.** – Castro Alves – O site da barragem no contexto da sequência basáltica (Marimon, 1982 in Magalhães & outros, 2005).

Na região, o padrão de drenagem está claramente relacionado ao reticulado das principais estruturas geológicas, que impõem contínuas e súbitas mudanças de direção ao traçado dos cursos d'água, invariavelmente encaixados em vales estreitos e profundos, ladeados por encostas escalonadas, que refletem a diversidade dos litotipos que integram os singulos derrames basálticos. Em Castro Alves, as investigações de subsuperfície na área do barramento revelaram a existência de quatro derrames superpostos, dentro do quadro de interesse ao empreendimento, denominados D, E, F e G, de baixo para cima. Já, na área da casa de força, foi constatada uma sequência de nove derrames, que também receberam identificação por letras. A correlação estratigráfica entre derrames nas duas áreas foi considerada insegura, devido à distância entre elas. O alinhamento do túnel de adução é aproximadamente E-W, sua declividade é de 0,66% e a cobertura máxima de 460 metros. O principal litotipo encontrado é o basalto denso, ocorrendo, porém, brecha basáltica próxima ao piso do túnel em toda sua extensão. O maciço é constituído em grande parte por rocha sã, com boas características geomecânicas e baixo grau de faturamento.

### 11.8.3. Manifestações de alívio de tensões

Na região, existem diversos registros de manifestações de alívio de tensões naturais no maciço rochoso, que deixaram seu registro em escavações subterrâneas, com ênfase na abertura dos túneis da estrada de ferro (antiga RFFSA - Tronco Sul) situados nos vales dos rios da Prata e das Antas, onde ocorreram estilhaçamento e desprendimento de lascas de rocha de suas paredes e teto (Magalhães & outros, 2005). O conhecimento da ocorrência de tensões elevadas no maciço da UHE Monte Claro, construída pouco antes, serviu de alerta para o estudo do maciço de Castro

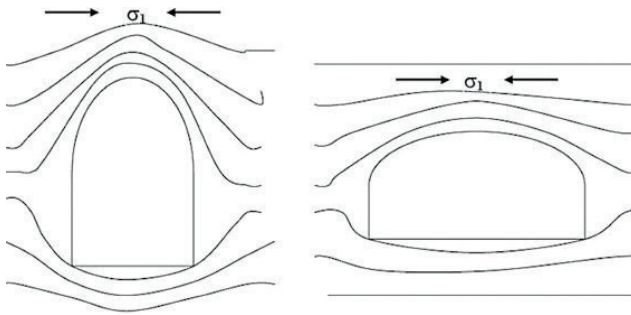
Alves, onde foi realizado um detalhado levantamento geológico-estrutural, que resultou na identificação de um tensor de tensão máxima  $\sigma_1$  na direção N30°E, aproximadamente horizontal, sendo  $\sigma_2$  vertical e  $\sigma_3$  aproximadamente horizontal na direção N60°W. As tensões máxima e mínima faziam um ângulo aproximado de 45° com o eixo do túnel, ambas contidas no plano horizontal. O tensor determinado se refere a uma tectônica transcorrente crustal, com tensões máxima e mínima horizontais e tensão intermediária vertical. Para determinação do estado de tensões foram empregados dois métodos gráficos de análise: o método de Arthaud (1969) e o método dos Diedros Retos (Angelier & Mechler, 1977), que indicam, respectivamente, a direção dos eixos de deformação e de tensão. No primeiro caso, a partir da indicação dos eixos de deformação estimam-se as direções dos eixos de tensão. Para a aplicação desses métodos foi levantada a atitude dos planos de falha e das estrias de atrito neles contidos, além do movimento relativo dos blocos, quando reconhecíveis. O levantamento cobriu uma área da ordem de dois mil quilômetros, envolvendo os locais das obras e seus entornos (Magalhães & outros, 2005). Magalhães & outros (2005) comentam, ainda, que a direção de tensão principal máxima obtida nos estudos pode explicar a configuração do traçado do rio das Antas e dos demais rios que cruzam a área e proximidades, afluentes do rio Jacuí pela margem esquerda e que apresentam forte sugestão de uma tectônica transcorrente sinistral (binário), com tensor máximo horizontal segundo NE.

A ocorrência de tensões horizontais elevadas foi confirmada ao se iniciarem as escavações de um túnel auxiliar de acesso ao túnel de adução, pelo lado montante. Elas se evidenciaram de várias formas e com diversos níveis de intensidade, desde ruídos e estalos até estouros e deslocamento de fragmentos rochosos, geralmente pouco após a detonação da frente de escavação (Silva Junior & outros, 2005). As manifestações de deslocamento se concentraram na região zenital da seção do túnel, com tendências à formação de “capelas”, danificando o suporte instalado (**Figura 11.8.3**).



**Figura 11.8.3** - Castro Alves - Manifestação de decompressão com formação de capelas na abóbada do túnel (Souza, 2005).

A expectativa da ocorrência de tensões horizontais elevadas induziu a introdução de diversas mudanças no projeto original e no próprio processo construtivo, de modo a minimizar as consequências do fenômeno. A principal modificação consistiu na adoção de uma seção de túnel semi-circular, com altura de oito metros e base de 12,10 metros, em substituição à seção inicial em arco-retângulo, entendendo-se que a nova seção, além de possibilitar a escavação em uma única etapa, interceptaria menos linhas do campo de tensões, conforme documentado na **Figura 11.8.4**.



**Figura 11.8.3** - Castro Alves - Manifestação de descompressão com formação de capelas na abóbada do túnel (Souza, 2005).

Outras modificações consistiram em reduzir a energia com que o trabalho de bate-choco era realizado e alterar o traço do concreto projetado, adicionando aceleradores de pega para obtenção de mais alta resistência inicial. Os tirantes passaram a ser aplicados a cada avanço, logo após a pega inicial do concreto projetado, mas sem a protensão inicial, contando-se que seu carregamento iria ocorrer naturalmente, com a relaxação do maciço rochoso devida ao alívio de tensões pelo avanço da frente de escavação. Mesmo assim, no início das escavações ocorreram danos às formas de suporte implantadas, causados pelo alívio súbito de tensões à medida que a frente de escavação progredia. Surgiram trincas no concreto projetado e deslocamento de rocha na abóbada do túnel, além da perda de carga em tirantes, impondo a paralização momentânea das escavações para recomposição das áreas afetadas. Esses eventos ocorreram em muito menor escala do que em Monte Claro, o que indica que as adaptações prévias adotadas no projeto e método construtivo foram adequadas.

#### 11.8.4. Considerações finais

A Região Sul concentra os casos de alívio de tensões registrados em obras subterrâneas, inicialmente encontrados na UHE Itá e a seguir observados nos sítios de Monte Claro e XIV de Julho, além da própria Castro Alves. Nesta última foi possível aproveitar o aprendizado adquirido em usinas construídas anteriormente, reduzindo os efeitos negativos das manifestações súbitas de *rockburst* através de adaptações e modificações no projeto e no processo construtivo.

#### 11.8.5. Material consultado

- ANGELIER, J. & MECHLER, P. - Sur une méthode graphique de recherche des contraintes principales également utilisable en tectonique et en séismologie: la méthode des diédres droits. Bull. Soc. Géol. France, V.7, n.6, 13 p. 1977.
- ARTHAUD, F. - Méthode de détermination graphique des directions de reccourcissement, d'allongement et intermédiaire d'une population de failles. Bull. Soc. Géol. France, V.7, n.11, p. 729-737. 1979.
- GOBBI, F. - Estudo do comportamento geomecânico de rochas efusivas da formação Serra Grande e sua aplicação na modelagem numérica de túneis. 2011. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 337 páginas.
- MAGALHÃES, F.S., DEHIRA, L.K. & AZEVEDO, A.A. - Análise das paleotensões na área do aproveitamento hidrelétrico Castro Alves, rio das Antas, RS. In: XI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Florianópolis. ABGE. 2005. Anais...Tema 6, pág. 1812-1821.

MARIMON, M.P.C., AYALA, L. & MOREIRA, M.L.O. – Formação Serra Geral no sul do Brasil: rochas básicas e ácidas; sua distribuição, petrografia e litoquímica. In: XXXII Congresso Brasileiro de Geologia, Salvador, 1982. SBG. Anais...Vol 2, pág. 403-414.

SILVA JUNIOR, P.C., MORAES, R.B. & TAJIMA, R. – Escavação do túnel adutor da UHE Castro Alves em maciço rochoso com tensões horizontais altas. In: XI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Florianópolis, 2005. Anais...ABGE, Tema 5, p. 1644-1657.

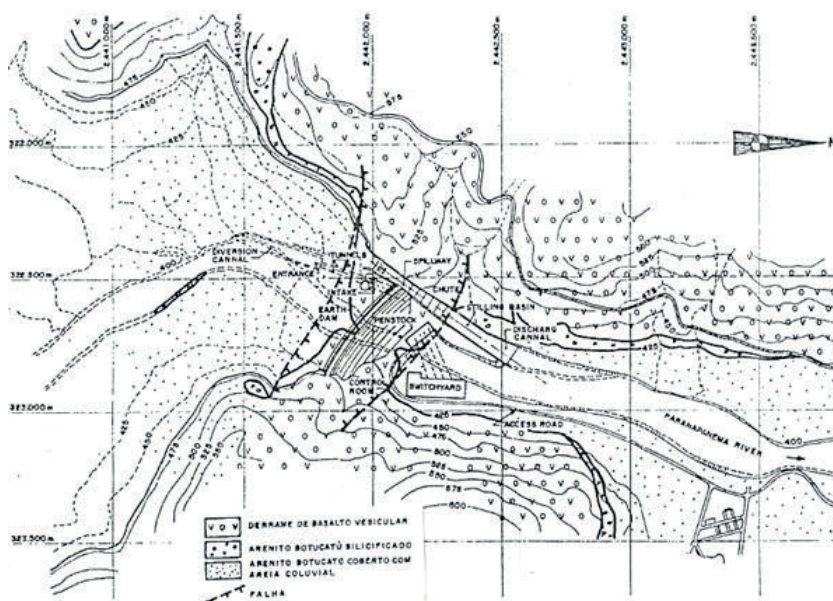
SOUZA, F.A. – Escavações subterrâneas em maciços rochosos sob tensões anômalas. In: XI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Florianópolis. ABGE. 2005. Anais...Tema 6, pág. 1805-1811.

## 11.9 CHAVANTES - (EX XAVANTES) - RIO PARANAPANEMA

### ▷ DESTAQUE: COMPLEXIDADE GEOLÓGICA NAS FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS

#### 11.9.1 Introdução

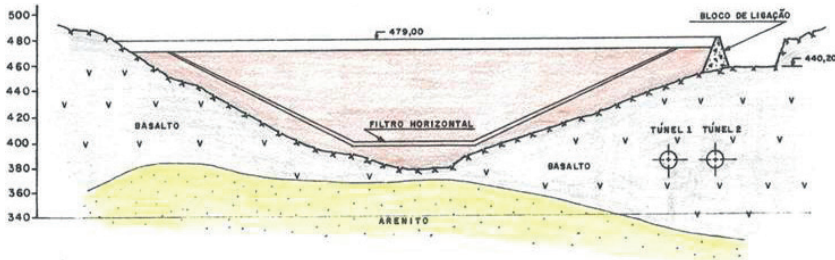
O Aproveitamento Hidrelétrico de Chavantes se localiza no rio Paranapanema, no limite entre os estados do Paraná e de São Paulo, cerca de 35 km a jusante da foz do rio Itararé, nos municípios de Xavantes (SP) e Ribeirão Claro (PR). O arranjo é constituído por uma barragem de seção mista, com 98 metros de altura máxima, sendo que todas as estruturas de geração, vertimento e desvio se inserem na margem e ombreira esquerda. O desvio do rio foi realizado por dois túneis, posteriormente aproveitados para o sistema adutor. A **Figura 11.9.1** apresenta o arranjo geral das obras, superposto ao mapa geológico local.



**Figura 11.9.1** – Chavantes – Arranjo geral das obras sobre mapa geológico. Perceptível a ponte de basalto sobre a qual a barragem foi apoiada (Haberlehner, 1983).

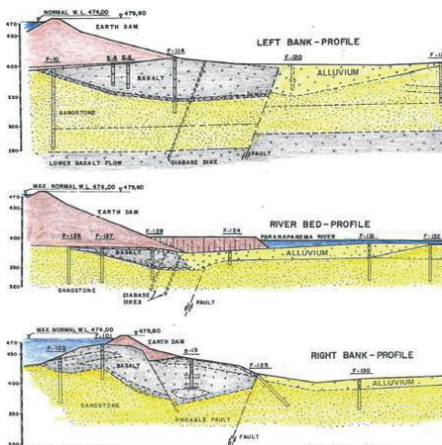
### 11.9.2 Geologia do sítio

O sítio se localiza na borda sudeste da bacia do Paraná, no limite geológico entre os derrames basálticos e a sequência de rochas sedimentares anteriores à extravasão dos primeiros, em região tectonicamente conturbada pela presença de enxames de falhamentos geológicos e de dutos de alimentação basáltica, na forma de diques. O eixo de barramento coincide com um estreitamento topográfico do vale, motivado pela presença de rocha basáltica, enquanto a montante e a jusante o vale se alarga, em correspondência às ocorrências de arenitos Botucatu de baixa coerência e fácil erodibilidade. A montante da barragem foram mapeadas seis falhas geológicas paralelas entre si e mergulhantes para jusante. No sítio de barramento, o basalto configura uma ponte delgada, que adquire espessura à medida que se afasta do centro do vale (**Figura 11.9.2**).



**Figura 11.9.2** – Chavantes – Seção longitudinal da barragem vista de montante para jusante (Pires & Guedes, 1983, modificada).

A jusante da barragem, a presença de rocha basáltica é interrompida por um plano de falha mergulhante para montante. As seções das **Figuras 11.9.3** mostram a posição da falha em relação à fundação da barragem, respectivamente nas duas ombreiras esquerda e no leito do rio. A seção na ombreira esquerda indica a continuidade da rocha basáltica em profundidade, sob a camada de arenito Botucatu, provavelmente na forma de soleira (*sill*). Na ombreira direita, o corpo basáltico é afetado por falhamentos, além de apresentar intenso fraturamento e alteração avançada. Na ombreira esquerda o basalto apresenta melhores características geotécnicas. Nas seções da ombreira esquerda e do leito do rio nota-se a existência de dique(s) de diabásio, de atitude sub-vertical, próximo ao pé da barragem, interceptando todo o pacote de arenito.

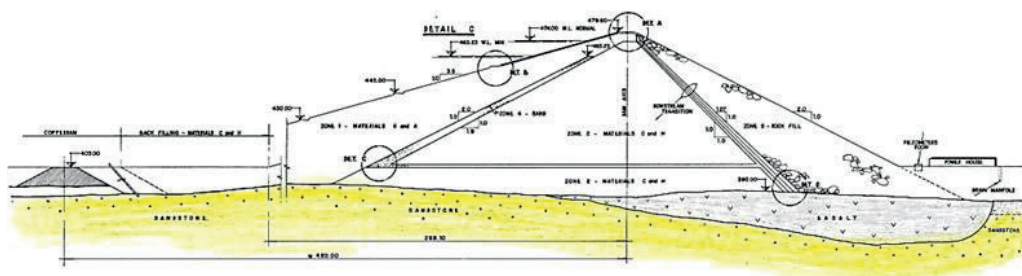


**Figura 11.9.3** – Chavantes – Seções transversais da barragem nas duas ombreiras e no leito do rio (Villanova, 1977, modificada).

As investigações de subsuperfície revelaram que o basalto no leito do rio foi reduzido pela erosão a um trecho aflorante de 190 metros de largura, no sentido montante-jusante, formando um bloco basculado com espessura crescente rumo a jusante, onde alcança espessura máxima de 38 metros, antes de ser interrompido pelo falhamento já citado. O arenito Botucatu sotoposto ao basalto não é homogêneo. Aflorando a montante e a jusante da barragem, apresenta-se, na porção superior, finamente laminado, com granulação fina, estratificação cruzada e leve cimentação argilosa e ferruginosa, tendo sido identificado como de origem eólica. Já, em maior profundidade, o arenito adquire aspecto heterogêneo, granulação mais grossa intercalada a estratos de areia fina, de origem em ambiente aquoso. Nas sondagens, que alcançaram profundidade máxima da ordem da centena de metros, o arenito, pouco coerente, teve níveis de recuperação muito baixos.

### 11.9.3 Condicionamento geotécnico do projeto da barragem

A adoção de uma barragem de terra/enrocamento foi a solução encontrada para fazer face às condições geológicas desfavoráveis do sítio de barramento, quando do abandono da ideia inicial de erguer uma estrutura de concreto. Devido à pobre qualidade do basalto na margem e ombreira direita, todas as estruturas de concreto e os túneis de desvio foram localados na margem esquerda. Os horizontes de arenitos se revelaram bastante permeáveis, sendo que o arenito aquoso, de posição inferior, apresentou permeabilidade variando entre  $10^{-3}$  e  $10^{-4}$  cm/s, enquanto o arenito eólico foi caracterizado em  $10^{-4}$  cm/s. A seção da barragem foi concebida como sendo zoneada, com espaldar de jusante em enrocamento. O aterro impermeável a montante foi dividido em dois setores. A montante, região de cargas menores, construiu-se a zona de vedação, com a utilização dos materiais mais argilosos, bem como um tapete interno, aumentando o caminho de percolação. A drenagem interna foi concebida como sendo proporcionada por um filtro inclinado para montante, que separa os materiais argilosos, seguido por um tapete drenante horizontal, que conduz as águas para o enrocamento. A **Figura 11.9.4** mostra a referida seção, que guarda semelhança com a seção da **Figura 11.9.3**, no leito do rio.

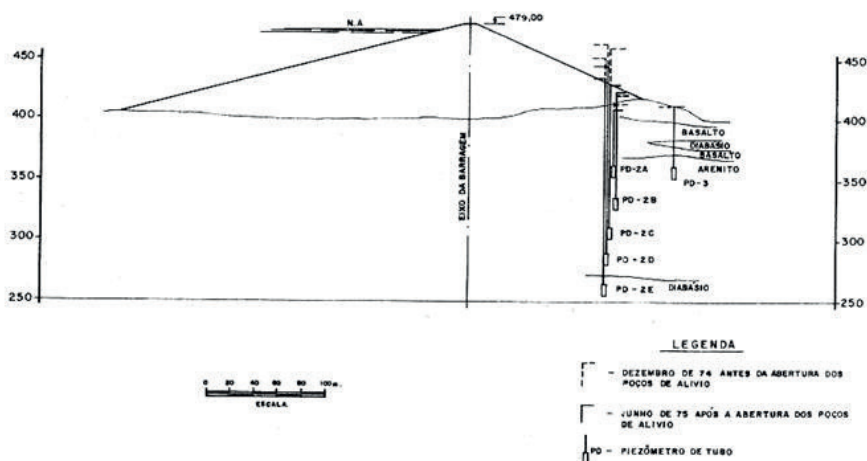


**Figura 11.9.4** - Chavantes - Seção transversal da barragem no leito do rio (Oliveira, 1982).

Para evitar a excessiva percolação pelas ombreiras, através do basalto muito fraturado e tectonizado, foi implantado um tapete de argila na ombreira direita e um de concreto na ombreira esquerda, além do tratamento por injeções de cimento na fundação. O tapete de argila da ombreira direita se apresenta como uma extensão da seção de argila da própria barragem, com espessura variando de nove metros na parte inferior a três metros na porção superior da ombreira. Para acompanhamento do comportamento do maciço durante a construção e posterior operação foram instalados diversos instrumentos.

### 11.9.4 Comportamento da barragem

Durante o enchimento do reservatório, os piezômetros profundos de fundação indicaram elevados níveis de pressão. O arenito aquoso registrava a pressão mais elevada, aproximando-se do nível d'água do reservatório. No arenito eólico os níveis de pressão eram elevados, mas um pouco inferiores aos anteriores. No maciço basáltico as pressões eram menores. Havia, portanto, indicação de um fluxo ascendente. Na época houve discussão a respeito da abertura, ou não, de drenos de fundação, devido ao temor de carreamento de areia pelos mesmos. Em 1975, quatro anos após a entrada em operação da usina, decidiu-se afinal por sua execução. Três poços de alívio profundos foram implantados na proximidade do pé da barragem, tendo sido perfurados com revestimento e filtro Johnson metálico. Pequenas porções de areia foram carreadas durante a perfuração, que teve o efeito desejado, rebaixando as pressões de forma significativa, entre 15 e 20 metros de coluna d'água. A **Figura 11.9.5** documenta a evolução das pressões no sistema de piezômetros.



**Figura 11.9.5** - Chavantes - Evolução da piezometria de fundação da barragem com a abertura de poços de alívio (Pires & Guedes, 1983).

O forte incremento das pressões com o enchimento do reservatório foi atribuído à presença do dique de diabásio, que atuaria como barreira ao livre fluxo das águas pela fundação em arenito, causando o aumento das pressões na fundação.

### 11.9.5 Considerações finais

A complexidade estrutural da fundação da barragem e das obras anexas foi revelada através de um amplo programa de investigações geológicas e geotécnicas, que consistiu na execução de mais de 6.000 metros de sondagens. Com isso, foi possível interpretar adequadamente a origem de subpressões elevadas que se desenvolveram na fundação da barragem de terra/enrocamento, atribuídas à presença de um dique de diabásio que desempenhou o papel de barreira ao fluxo d'água subterrâneo. A abertura de três poços de alívio foi suficiente para causar uma significativa redução das subpressões na fundação da barragem.

### 11.9.6 Material consultado

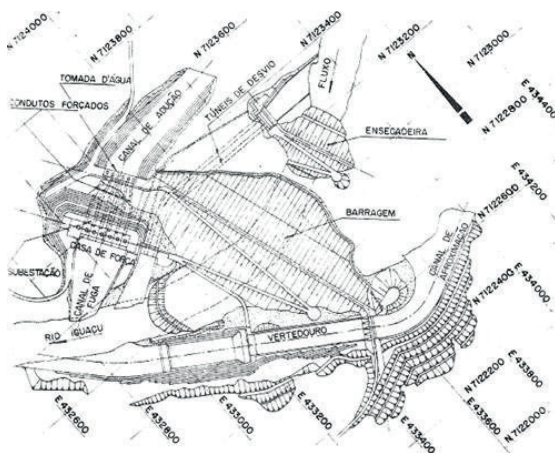
- BARROS, F.P. – Considerações sobre as injeções nos túneis adutores de Xavantes. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo. 1969. APGA. Anais...Vol. 2, 17 páginas.
- BARROS, F.P. & OLIVEIRA, J.A.N. – Injeções em túneis submetidos a pressão interna. In: III Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1971. APGA. Anais...Vol. 2, pág. 759-783.
- BARROS, F.P. & OLIVEIRA, J.A.N. – An analysis of the grouting works made in the admission system of Xavantes Power Plant. 1972. In: Boletim da IAEG, n.6, pág. 35-47.
- HABERLEHNER, H. – Aspectos geológicos e geotécnicos das fundações das barragens de Jurumirim, Xavantes e Salto Grande no vale do rio Paranapanema. In: Simpósio da Bacia do Alto Paraná. São Paulo. 1983. ABGE/ABMS/CBMR. Anais...Vol. IIB, pág. 143-158.
- OLIVEIRA, A.R. – Xavantes hydroelectric plant. In: Main Brazilian Dams. CBGB, Rio de Janeiro, 1982. Pág. 477-491
- PIRES, J.V. & GUEDES, M.G. – Xavantes. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 735-755.
- VARGAS, M. – Design and performance of Xavantes Dam. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983.

## 11.10 FOZ DO AREIA (GOVERNADOR BENTO MUNHOZ DA ROCHA NETTO) - RIO IGUAÇU

### ▷ DESTAQUE: ESTRUTURAS GEOLÓGICAS SINGULARES

#### 11.10.1 Introdução

A usina está localizada no rio Iguaçu, no Estado do Paraná, 250 km a sudoeste de Curitiba e 5 km abaixo da confluência com o rio Areia, na divisa dos municípios de Pinhão e Bituruna. No arranjo, o rio é barrado por uma barragem de enrocamento com face de concreto, enquanto todas as estruturas de concreto ocupam as elevações nas duas encostas, sendo o desvio realizado por túneis na ombreira direita (**Figura 11.10.1**).



**Figura 11.10.1** – Foz do Areia – Arranjo geral (ABGE/ABMS, 1983).

A barragem de enrocamento com face de concreto de Foz do Areia, com 165 metros de altura, foi a primeira a ser construída no Brasil, tendo sido erguida entre 1975 e 1977.

### 11.10.2 Geologia

A região se caracteriza pela espessura relevante de solos e de rocha intemperizada (saprolito), podendo chegar a cerca de 40 metros em alguns locais. Na região sobressaem formas de relevo em degraus, características de basaltos, sendo que os trechos mais íngremes das encostas coincidem com o basalto denso, enquanto os trechos mais suaves ocorrem nos horizontes de brecha basáltica e de basalto vesículo-amigdaloidal. No sítio encontra-se uma seqüência de derrames basálticos superpostos, cuja espessura total, até alcançar o arenito Botucatu sotoposto, é da ordem de 200 metros. Na faixa de interesse ao aproveitamento, ocorrem três derrames acima do leito do rio, nas ombreiras, razoavelmente espessos, enquanto sob o leito do rio é possível contar cinco derrames, de menor espessura e de conformação mais variada. A **Figura 11.10.2** documenta a seção geológica longitudinal no plano da cortina de injeções de vedação.

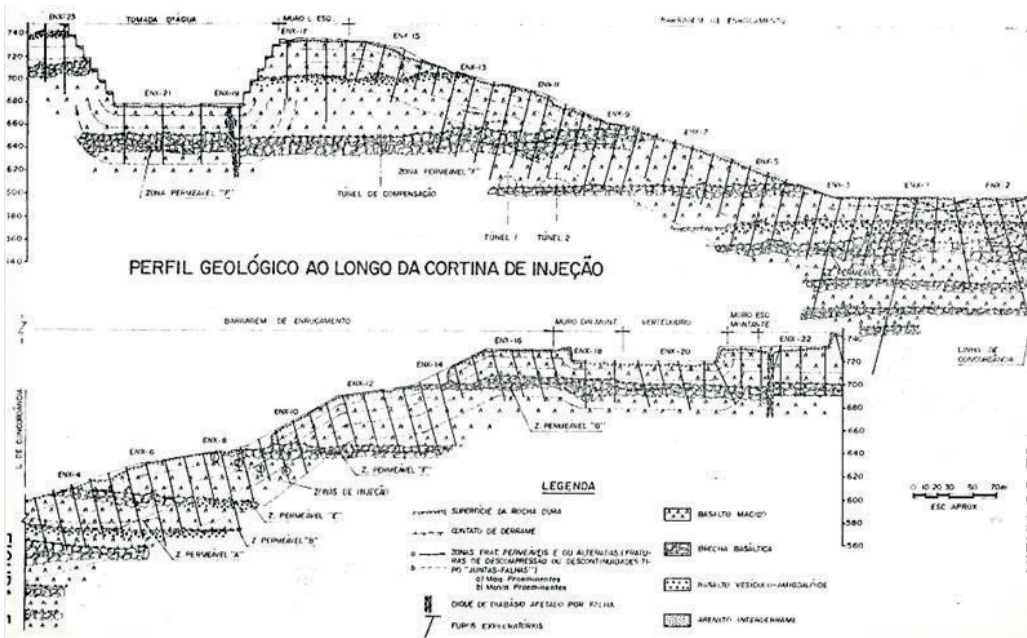


Figura 11.10.2 – Foz do Areia – Seção geológica longitudinal (Maurer & outros, 1983).

Os derrames basálticos situados acima do leito do rio, onde foram implantadas as estruturas de concreto, são constituídos por basalto denso e brechas basálticas, com predominância do primeiro. Os basaltos vesículo-amigdaloidais são pouco expressivos no contexto dos derrames. O basalto denso apresenta em geral boas características geomecânicas, sendo que algumas propriedades dos principais litotipos constam da **Tabela 11.10.1**, a seguir.

**Tabela 11.10.1** – Foz do Areia – Características geomecânicas dos principais litotipos (Maurer, 1983)

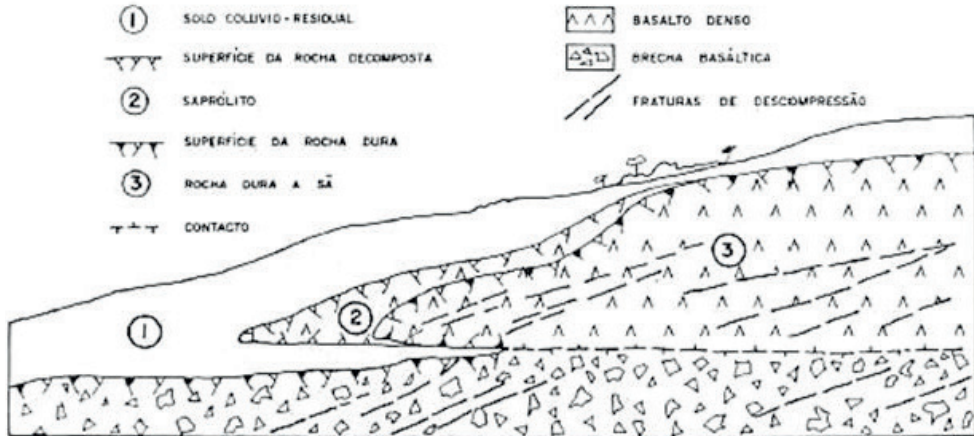
Propriedade	Basalto denso	Brecha basáltica
Compressão simples (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.400	380
Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )	690.000	260.000
Peso específico aparente (gf/cm <sup>3</sup> )	2,8	2,3
Porosidade aparente (%)	1,3	12,0
Perdas ao sulfato de sódio (%)	2 - 5	35 - 60
Fator de abrandamento (%)	80	67

### 11.10.3 Estruturas e intemperismo

Os aspectos estruturais mais relevantes, que maior influência tiveram no projeto e na construção da obra, foram descritos por Maurer & outros (1983):

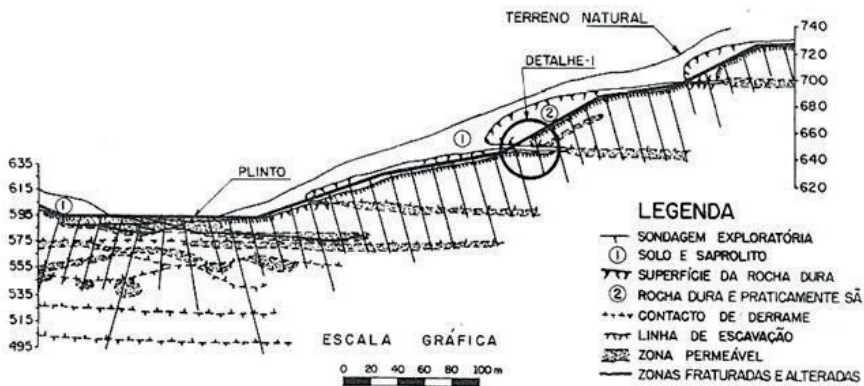
- a) contatos entre derrames em geral fechados, mas com trechos abertos e alterados nas proximidades das encostas,
- b) fraturas e zonas fragmentadas sub-horizontais, geradas pelo alívio de tensões no vale, entrecruzadas ou subparalelas às encostas, permeáveis e alteradas, similares às feições encontradas em Itaipu,
- c) fraturas sub-horizontais tipo junta-falha, localizadas no topo das camadas de brecha basáltica ou de basalto amigdaloidal,
- d) fraturamento (diaclasamento) colunar, subvertical, no basalto denso dos derrames, com faces lisas e instáveis, dificultando a obtenção de cortes verticais e causando sobrecavação,
- e) duas pequenas falhas verticais, coincidindo com diques de diabásio, sendo uma na tomada d'água e a outra no muro esquerdo do vertedouro,
- f) estruturas anômalas almofadadas, similares a *pillow lavas*, em alguns derrames.

Quanto ao avanço do intemperismo no interior do maciço rochoso, o sítio de Foz do Areia revelou diversos casos de aprofundamento sub-horizonta da alteração da rocha ao longo de contatos entre derrames, em horizontes de brechas basálticas ou em zonas fraturadas. Foram observados casos em que a alteração avançou até mais de 80 metros ao longo de algum horizonte, no interior das ombreiras. A **Figura 11.10.3** mostra um “nariz” de rocha sobre uma camada de solo, o que documenta o avanço do intemperismo ao longo de um contato entre derrames, na área da calha do vertedouro, na ombreira esquerda. Casos similares foram observados com frequência na área do empreendimento.



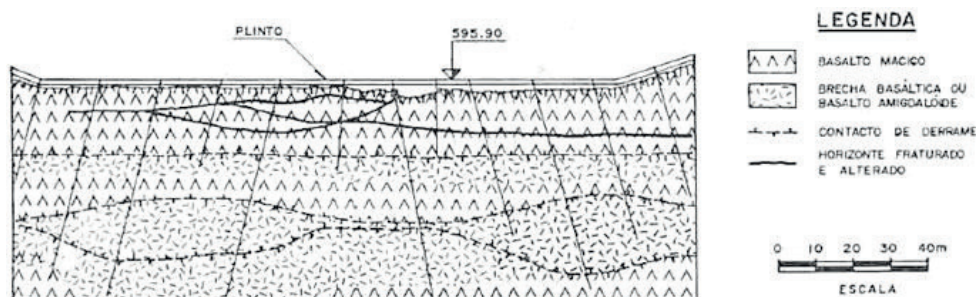
**Figura 11.10.3** - Foz do Areia - Perfil de intemperismo acentuado no contato entre derrames (Marques Filho & outros, 1981).

O maciço rochoso local exibia a presença de feições geológicas singulares, que ganharam particular importância aos efeitos da avaliação das condições de segurança da barragem, principalmente quando localizadas na fundação das estruturas de concreto. Dentre essas feições ressaltavam as discontinuidades sub-horizontais, ou sub-paralelas às encostas e os horizontes de fraturamento causados pelo alívio de tensões litostáticas decorrente do entalhe do vale fluvial. A **Figura 11.10.4** mostra a seqüência de derrames no fundo do vale e na ombreira esquerda.



**Figura 11.10.4** - Foz do Areia - Feições geológicas típicas no maciço rochoso - leito do rio e ombreira esquerda (Maurer & outros, 1983).

Em particular, no fundo do vale, onde o rio corre encaixado, o maciço rochoso se mostrou interceptado por diversas discontinuidades de grande extensão, conjugadas por bifurcações que se projetavam para a superfície do terreno, como no caso documentado na **Figura 11.10.5**, a seguir. Chama a atenção a semelhança das superfícies cruzadas com as “falhas em bigode” identificadas em Itaipu, na fundação do leito do rio.

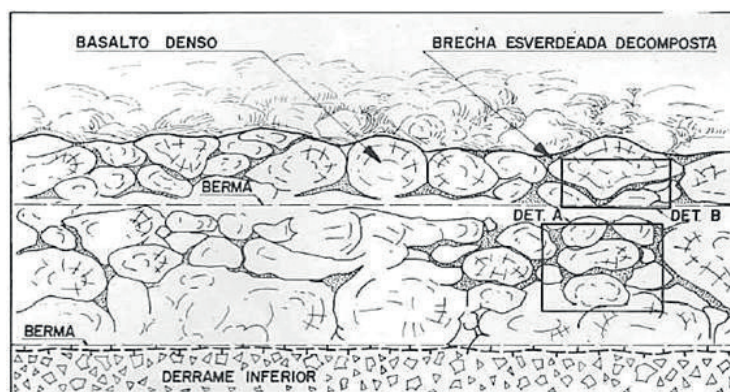


**Figura 11.10.5** - Foz do Areia - Fraturamento por alívio de tensões no leito do rio (Marques Filho & outros, 1981).

Essas discontinuidades exibiam frequentemente estrias de fricção, sinalizando movimentação ao longo delas, tendo nesses casos recebido a denominação de juntas-falhas. Denominam-se juntas-falhas aquelas discontinuidades que, tendo sido geradas quando da solidificação do derrame basáltico, foram posteriormente submetidas à atuação de esforços horizontais, decorrentes do desconfinamento litostático e/ou da atuação de neotectonismo, gerando material cataclásico (moído), com estrias de fricção atestando a movimentação. Tais discontinuidades, evidentemente, representavam caminhos preferenciais de percolação d'água, favorecendo o avanço do intemperismo em profundidade. Feições similares foram observadas e registradas por Marques Filho & Levis (1981) nos sítios de Itá e Machadinho, indicando ser o fenômeno bastante comum em vales fechados e profundos. Em Foz do Areia, o fundo do rio exibia tais discontinuidades, ao longo dos vários derrames, com zonas bastante permeáveis até quase 50 metros de profundidade, sendo que fluxos artesianos foram encontrados em quase todos esses níveis, com a superfície piezométrica situada pouco acima do nível do rio. A **Figura 11.10.4** mostra que os níveis de maior permeabilidade na fundação coincidiam com contatos entre derrames e/ou juntas-falhas.

#### 11.10.4 Estruturas almofadadas

Dentre os aspectos geológicos de destaque em Foz do Areia deve-se mencionar as estruturas em almofada (*pillow lava*) encontradas em pelo menos um dos derrames (**Figura 11.10.6**).



**Figura 11.10.6** - Foz do Areia - Estrutura em almofada (*pillow lava*) observada em um dos derrames (Marques Filho & outros, 1981).

O corpo do derrame é subdividido em uma série de almofadas e tubos de basalto denso, separados por zonas de materiais brechóides esverdeados. A alteração avançou seletivamente nessas

últimas porções, decompondo-as até o nível de saprolitos brandos e solos residuais, preservando, entretanto, as almofadas na forma de rocha dura. Essa estrutura está documentada também na **Figura 11.10.7**, a seguir, que apresenta a imagem de um trecho da parede rochosa, detalhe da **Figura 11.10.6**, sendo que Marques Filho & outros (1981) atestaram que a complexidade estrutural somente foi entendida após observações visuais proporcionadas pelas escavações.



**Figura 11.10.7** – Foz do Areia – Foto de parede rochosa – detalhe da figura anterior (Marques Filho & outros, 1981).

### 11.10.5 Considerações finais

A UHE Foz do Areia, construída na primeira metade dos anos 70, representou um campo de aprendizado intenso para a Geologia de Engenharia, pela diversidade de feições peculiares encontradas no maciço basáltico local e por seus reflexos no projeto e construção. Em região caracterizada por espessa cobertura de solos, com escassez de afloramentos, limitados à calha do rio Iguaçu, o entendimento do quadro geológico estrutural local somente foi amadurecido por observações diretas nas escavações, já na fase construtiva.

### 11.10.6 Material consultado

- MARQUES FILHO, P.L., MATERON, B., ROSSI, M.N. & LEVIS, P. – O sistema de drenagem entre a tomada de água e casa de força da Usina Governador Bento Munhoz da Rocha Neto (Foz do Areia). In: XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Recife, 1981. CBDB, Anais...Vol.1. Pág. 411-431.
- MARQUES FILHO, P.L. & LEVIS, P. – Aspectos geológicos de barragens de enrocamento com face de concreto: a experiência de Foz do Areia. In: II Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. São Paulo, 1978. ABGE. Anais...Vol. 1, pág. 105-117.
- MARQUES FILHO, P.L. & LEVIS, P. – A influência do manto de alteração na barragem de Foz do Areia. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Itapema, 1981. ABGE. Anais...Vol. 2, pág. 73-91.
- MARQUES FILHO, P.L. & LEVIS, P., AVILA, W.V. & SILVA, P.M. – Os túneis de desvio da Usina Hidrelétrica Governador Bento Munhoz da Rocha Neto (Foz do Areia). In: Simpósio sobre Escavações Subterrâneas. Rio de Janeiro, 1982. ABGE/ENGEFER. Anais... Vol. 1, pág. 659-676.
- MATERON NARVAEZ, B. – Resistência e deformabilidade de materiais granulares e enrocamentos. Revista Técnica do Instituto de Engenharia do Paraná. Curitiba. 1980. Vol. 20, pág. 20-37.

MAURER, E., MARQUES FILHO, P.L. & TONIATTI, N. – Governador Bento Munhoz da Rocha Netto (Foz do Areia). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 221-259.

PINTO, N.L.S., MARQUES FILHO, P.L. & MAURER, E. – Foz do Areia Dam: design, construction and behaviour. In: COOKE, J.B. & SHERARD, J.L. Eds. Concrete face rockfill dams: design, construction and performance. New York, ASCE, 1985. Pág. 173-191.

PINTO, N.L.S., MATERON NARVAEZ, B. & MARQUES FILHO, P.L. – Design and performance of Foz do Areia concrete membrane as related to basalt properties. In: XIV Congresso Internacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. 1982. ICOLD/CBGB. Anais...Vol.4, pág. 873-906.

## 11.11 IBITINGA - RIO TIETÊ

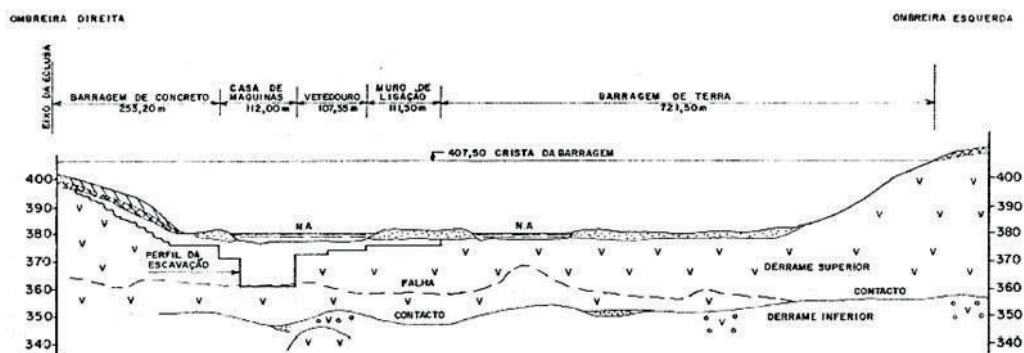
### ▷ DESTAQUE: JUNTA-FALHA NA FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS

#### 11.11.1 Introdução

A UHE Ibitinga está localizada no trecho médio do rio Tietê, cerca de 300 km a noroeste da cidade de São Paulo, nos municípios de Ibitinga e Jacanga, no Estado de São Paulo. Trata-se de um barramento de natureza mista, em que as estruturas de concreto ocupam uma posição central no fundo do vale e são ladeadas por barragens de terra.

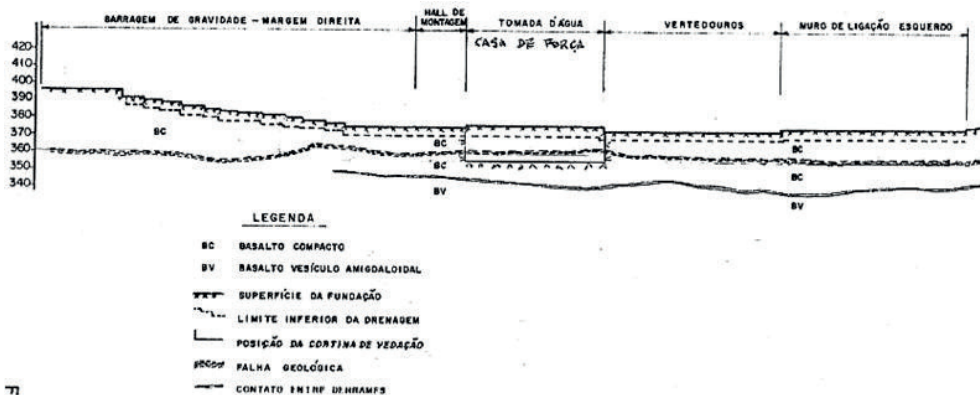
#### 7.11.2 Geologia

No sítio da barragem foram identificados dois derrames basálticos superpostos, de atitude horizontal. O derrame superior, parcialmente erodido em sua porção superior, é constituído por basalto denso microcristalino, são, sem qualquer restrição de uso como material de construção, marcado por diaclasamento colunar. Neste derrame superior se alojam todas as estruturas de concreto, isto é, a tomada d'água conjugada com a casa de força, o vertedouro e os muros laterais de ligação com as barragens de terra. A **Figura 11.11.1** documenta a seção longitudinal pelo eixo da barragem,



**Figura 11.11.1** – Ibitinga – Seção geológica longitudinal, com indicação do perfil de escavação (Guidicini & outros, 1970).

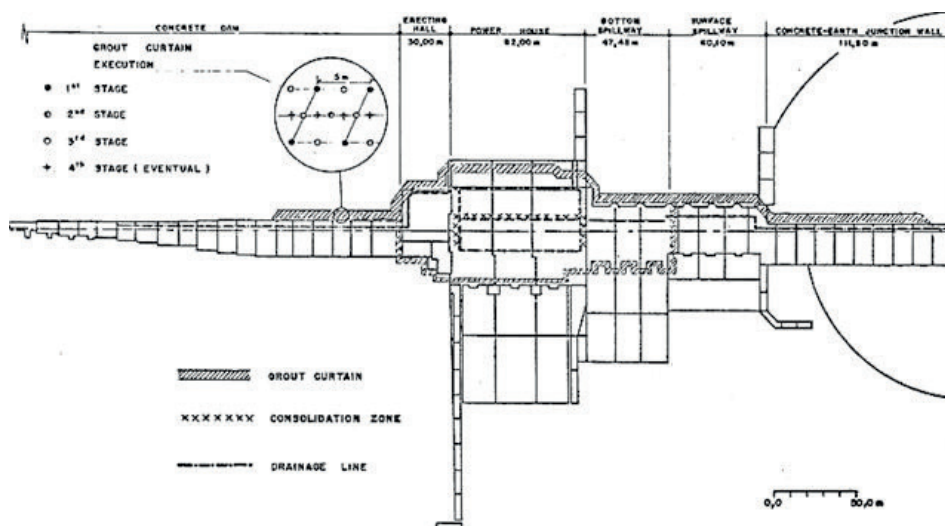
Uma feição geológica singular quebra a homogeneidade deste derrame, consistindo em uma junta-falha de atitude subhorizontal, de grande continuidade lateral, cuja espessura média é de 0,50 m, com máximo de 1,50 m. Na região das estruturas de concreto esta feição é interceptada pelas escavações da casa de força, tendo atuado como um grande dreno durante a construção da obra. A permeabilidade deste horizonte é elevada, representando um caminho de percolação preferencial subjacente a todas as estruturas. Na margem esquerda, a junta-falha se eleva a um máximo de 15 metros acima do contato com o derrame inferior. Em seguida, sob a fundação da barragem da margem esquerda, mergulha gradativamente para esquerda, até se confundir com o contato entre derrames. O material de preenchimento da "caixa" da junta-falha é constituído por uma brecha de fragmentos angulosos de basalto compacto, em diversos níveis de intemperização, associados a placas de material argiloso montmorilonítico. Os fragmentos e as placas são contidos por uma estrutura celular rígida, de carbonato de cálcio, do tipo "favo-de-mel", com trechos vazios de dimensões decimétricas. Esta caixa de falha constitui um importante elemento de fraqueza estrutural do maciço rochoso, além de representar um caminho de fluxo de elevada condutividade hidráulica. Os resultados dos ensaios de perda d'água sob pressão, executados em furos de sondagem, mostraram que o maciço rochoso podia ser compartimentado em três unidades: a) a porção de basalto denso sobreposta à junta-falha era de baixa permeabilidade; b) a junta-falha se revelava extremamente permeável, sendo que 30% dos ensaios nela realizados resultaram em perdas de água totais; c) o contato entre os dois derrames era, também, muito permeável, tanto quanto a junta-falha. A continuidade da junta-falha rumo a jusante não foi definida, não podendo-se excluir que a mesma viesse aflorar a alguma distância da barragem. A **Figura 11.11.2** mostra a atitude da junta-falha em relação às linhas de escavação das estruturas de concreto, em maior escala do que na figura anterior. Confirma-se, fato já referido acima, que a escavação da casa de força interceptou a junta-falha, que aflorava em todas as paredes, inclusive ao longo do canal de fuga.



**Figura 11.11.2** – Seção geológica longitudinal esquemática na área das estruturas de concreto (Oliveira & outros, 1970).

Ao mesmo tempo em que os materiais de preenchimento da junta-falha eram identificados como argilominerais expansivos, a estrutura em favo-de-mel constituída por carbonato de cálcio se revelava passível de dissolução. A origem da junta-falha foi interpretada dentro do mesmo contexto de outros sítios de barragens em basaltos (Jupuíá, Ilha Solteira, Água Vermelha, etc). A junta-falha de Ibitinga sobressai em relação às observadas em outros sítios pela qualidade do

preenchimento de sua “caixa”. Enquanto os fragmentos de rocha podem ser atribuídos ao processo de catáclase causado por movimentação ao longo de uma junta original de grande continuidade lateral, própria da morfogênese dos derrames basálticos, a estrutura em favo-de-mel, de constituição calcária, deve ter sua origem associada à permeação e deposição de substâncias (carbonatos) em ambiente hidrotermal. Já, a origem dos argilominerais expansivos é duvidosa, podendo decorrer da decomposição da rocha basáltica, possivelmente da brecha do topo do derrame inferior e migração em meio líquido durante a fase hidrotermal, indo se somar às demais substâncias de preenchimento do espaço na caixa da junta-falha. A movimentação ao longo da junta-falha era atestada por frequentes estrias de fricção gravadas nas massas argilosas e nos fragmentos de basalto. Esses aspectos foram ponderados durante a elaboração do projeto, tendo-se concluído ser conveniente fazer com que a drenagem de fundação permanecesse acima do plano da junta-falha, sem alcançá-lo. A observação do comportamento da barragem após enchimento do reservatório iria dizer se era necessário, ou não, aprofundar os drenos de fundação. Foi executada uma cortina de injeções com calda de cimento ao longo do pé de montante de todas as estruturas de concreto. Nas áreas da tomada d’água/casa de força e do vertedouro a cortina de vedação contornava também as laterais e o lado jusante das estruturas (**Figura 11.11.3**).

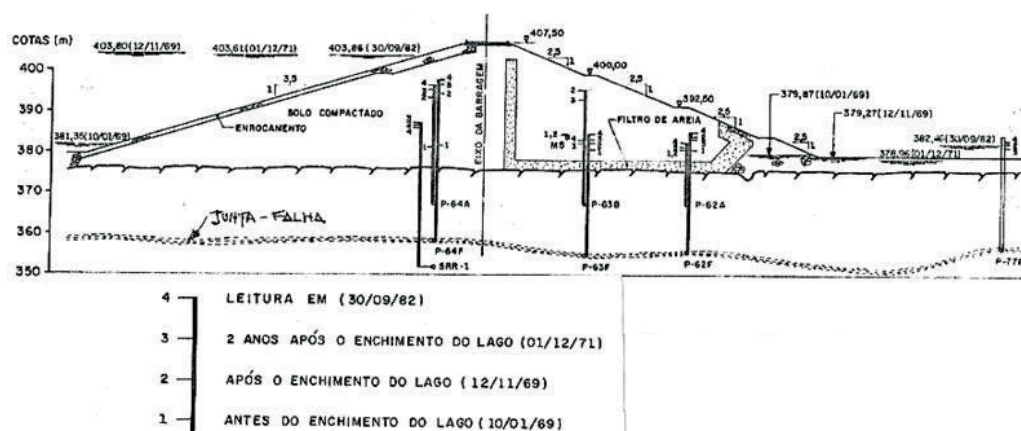


**Figura 11.11.3** - Ibitinga - Cortina de vedação e rede de drenos de fundação (Guidicini & outros, 1970).

Apesar das restrições à profundidade dos furos de drenagem, mantidos acima da junta-falha, esta feição foi interceptada, como já referido, pelas escavações da casa de força, tendo sido mantida em comunicação com o rio a jusante da barragem, nas paredes do canal de fuga, por meio de um sistema de drenagem superficial preenchido com pedra britada. Foi implantado um sistema de auscultação do comportamento das estruturas que incluía, além de piezômetros e medidores de nível d’água, extensômetros verticais e inclinados ancorados no maciço rochoso, acima e abaixo da junta-falha, além de níveis eletrônicos de verticalidade das estruturas. Foram instaladas várias bases de pêndulo eletrônico Talyvel ao longo das galerias de drenagem, para essa última finalidade.

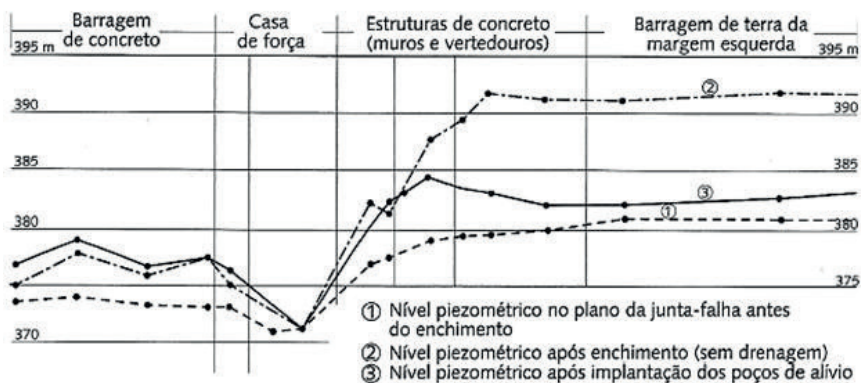
### 11.11.3 Barragem da margem esquerda

A barragem de terra da margem esquerda, de seção transversal homogênea, foi apoiada sobre o maciço rochoso são, após a remoção da camada de aluvião recente presente na margem. Havia preocupação em relação à junta-falha presente na fundação, em função de sua elevada permeabilidade, temendo-se que as pressões pudessem se propagar para planos superiores do maciço rochoso, mais próximos ao contato aterro-fundação, colocando em risco a segurança da obra. Com o enchimento do reservatório, a elevação do nível d'água teve reflexos imediatos, tanto na área das estruturas de concreto, quanto na fundação da barragem da margem esquerda. A **Figura 11.11.4** permite acompanhar a evolução das subpressões no tempo, observando-se que os níveis piezométricos na fundação tiveram uma subida acentuada, tanto nos aparelhos instalados na junta-falha (P64F, P63F, P62F e P77F), quanto naqueles implantados a menor profundidade (P64A, P63B e P62A).



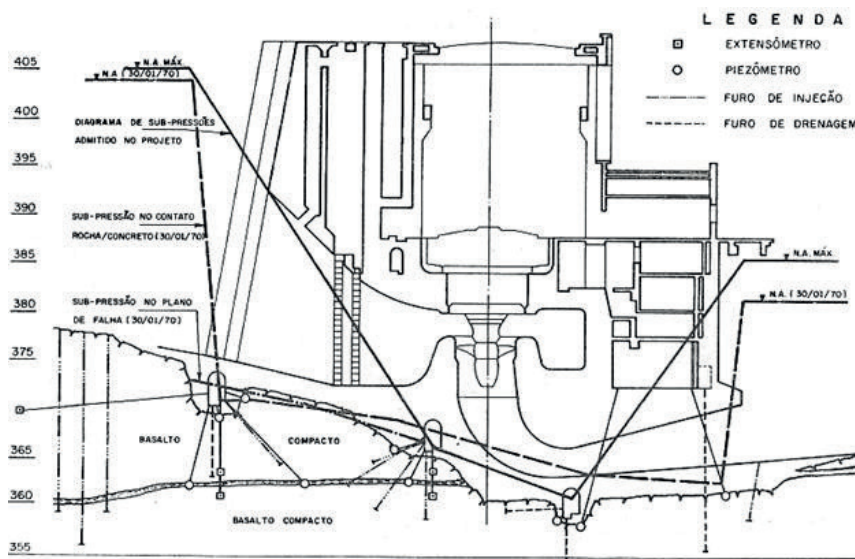
**Figura 11.11.4** - Ibitinga - Seção transversal da barragem da margem esquerda, com indicação da evolução da piezometria nas sucessivas etapas operacionais (Torres Jr. & Guedes, 1983).

Com relação à segurança da barragem de terra da margem esquerda, resolveu-se executar um sistema de poços de alívio a jusante da barragem. Após uma primeira etapa de enchimento do reservatório, foram abertos 24 poços com sonda rotativa e diâmetro de 102 mm, espaçados de 10 a 40 metros entre si. Esta providência ocasionou uma redução imediata das subpressões. Uma nova subida do nível do reservatório foi acompanhada pela abertura de mais oito poços de alívio e a situação das subpressões evoluiu para o nível 3, assinalado na figura anterior. A área da casa de força passou a atuar claramente como local de convergência da rede de fluxo e as linhas de piezometria assinaladas na **Figura 11.11.5**, a seguir, denotam que o fluxo d'água pela fundação das estruturas de terra e de concreto passou a se dirigir para a casa de força, contribuindo para alívio das subpressões sob todas as estruturas. Como foi visto anteriormente, o alívio de pressões na fundação das estruturas, em particular ao longo da junta-falha, ocorria através da comunicação mantida a jusante da barragem, ao longo das paredes do canal de fuga. Na figura, é possível acompanhar a evolução dos níveis de piezometria no plano da junta-falha. A situação 2 retrata as pressões medidas após o enchimento do reservatório, que evoluiu para a situação 3 após a abertura dos poços de alívio a jusante da barragem de terra da margem esquerda.



**Figura 11.11.5** - Ibitinga - Evolução das subpressões no plano da junta-falha (Guidicini & outros, 1970, modificado).

A **Figura 11.11.6** mostra os dispositivos de injeção, drenagem e instrumentação implantados na área da tomada d'água/casa de força e, ao mesmo tempo, as figuras de subpressão de projeto e medidas.



**Figura 11.11.6** - Ibitinga - Seção pela tomada d'água/casa de força, com indicação dos níveis de piezometria (Guidicini & outros, 1970, modificado).

Após o enchimento do reservatório, os instrumentos de controle de verticalidade das estruturas, implantados para aferir possíveis movimentações decorrentes da presença do horizonte da junta-falha na fundação, indicaram estabilização das deformações após 45 dias do início do enchimento. As estruturas se inclinaram para montante, sendo o valor máximo medido de 2'15". Os instrumentos de controle de recalques e deformações verticais e horizontais registraram os valores máximos de 490× e 380×, respectivamente.

#### 11.11.4 Considerações finais

Em Ibitinga, o aspecto geológico mais relevante foi representado pela extensa e espessa junta-falha de andamento subhorizontal, que afetou a fundação de todas as estruturas do barramento, inclusive da barragem de terra da margem esquerda. O projeto soube tirar partido dessa circunstância e converteu este horizonte de permeabilidade elevada em um elemento a favor da estabilidade das estruturas, incorporando-o ao sistema de drenagem na área da casa de força/canal de fuga.

#### 11.11.5 Material consultado

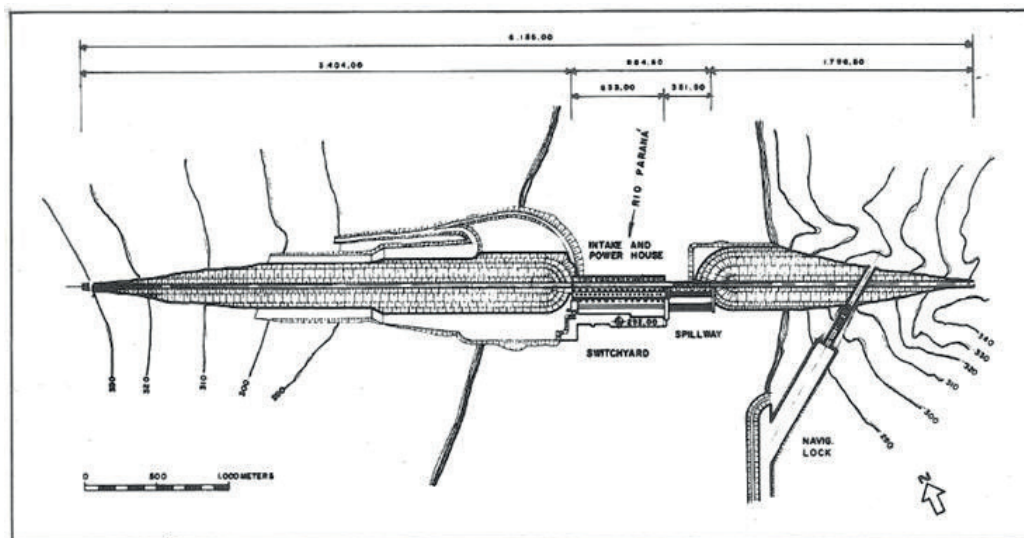
- DUNNE, P.C. & MASSAD, F. - Deformações elásticas de maciços rochosos de fundação de barragem de gravidade, causadas pelo enchimento do reservatório. In: II Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo. 1970. APGA. Anais...Vol. 2, pág. 371-407.
- GUIDICINI, G., OLIVEIRA, A.M.S. & MATUOKA, Y. - Uplift pressures and deformations at Ibitinga Dam foundations, Tietê River, Southern Brazil. In: I Congresso da Associação Internacional de Geologia de Engenharia, Paris. Anais... Paris, International Association of Engineering Geology, Anais...Vol.2, Tema 8, pág. 1235-1246. (publ. IPT, nº 883),1970.
- NIEBLE, C.M. & FUJIMURA, F. - Observação de deformações na fundação da Barragem de Ibitinga, Rio Tietê, SP. In: II Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1970. APGA. Anais ...Vol. 2, pág. 471-505.
- MELLO, F.M. - Ensaios de campo de verificação das condições de maciços rochosos de fundação de barragens para tratamento por injeções. Dissertação de mestrado. UFRJ. Rio de Janeiro. 1974. 138 páginas.
- SILVEIRA, J.F.A. - Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto. Oficina de Textos, São Paulo. 2003. 317 páginas.
- TORRES JR., R.C. & GUEDES, M.G. - Ibitinga. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 283-302.

### 11.12.1 ILHA SOLTEIRA - RIO PARANÁ

#### ▷ DESTAQUES: BRECHA BASÁLTICA ARGILOSA E JUNTAS DE GRANDE CONTINUIDADE

##### 11.12.1.1 Introdução

A UHE Ilha Solteira, no rio Paraná, divisa entre os estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, com capacidade instalada de 3.230 MW, representa o aproveitamento hidrelétrico de maior porte projetado e construído pela engenharia nacional entre o final da década de 60 e início da de 70. Iniciada em 1968, sua construção foi finalizada em 1973. O arranjo do aproveitamento é clássico em vales abertos, com as estruturas de concreto posicionadas no leito do rio e nas margens, la-deadas por extensas barragens de terra e/ou enrocamento (**Figura 11.12.1.1**).



**Figura 11.12.1.1** - Ilha Solteira - Arranjo geral (ABGE/ABMS, 1983).

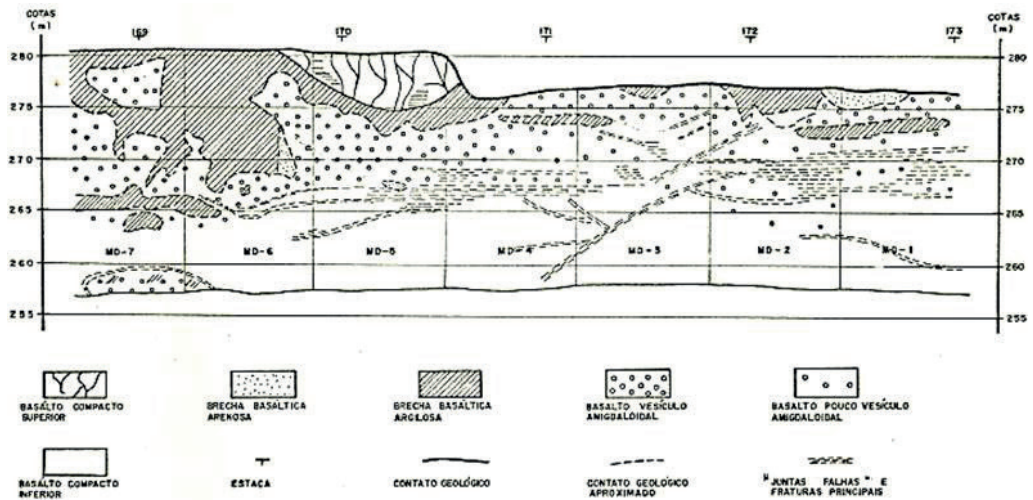
No que diz respeito à qualidade dos trabalhos de natureza geológica, este empreendimento representou um “divisor de águas” entre as técnicas e procedimentos adotados em projeto e construção de aproveitamentos hidrelétricos anteriores e as obras que viriam a ser planejadas e executadas posteriormente. Este salto de qualidade ocorreu por força das circunstâncias enfrentadas nas etapas finais de projeto e iniciais de construção, quando o maciço rochoso de fundação das estruturas de concreto passou a revelar aspectos desfavoráveis, que não haviam sido detectados pelas investigações e que somente foram identificados no início da fase executiva, seja ao longo dos paredões rochosos expostos após a construção da ensecadeira de primeira fase, seja por observações visuais nas paredes das escavações iniciais. A aparente uniformidade geológica e continuidade dos derrames basálticos de fundação da Bacia do Paraná vislumbrada até então em diversas obras hidrelétricas, quais Barra Bonita, Bariri, Ibatinga, Promissão e Jupia, foi contestada pelas observações realizadas na Ilha Solteira, à medida que as escavações para alojar as estruturas de concreto avançavam.

### 11.12.1.2 Qualidade das sondagens

Como já referido acima, duas feições geológicas se impuseram à atenção de projetistas e construtores. De um lado, um horizonte irregular de brecha basáltica com elevado teor de argilas plásticas e de outro a presença frequente de extensas descontinuidades de atitude subhorizontal, denominadas juntas-falhas, articuladas umas com as outras, sinalizando a ocorrência de planos potenciais de escorregamento dotados de características geomecânicas pobres. Na Ilha Solteira, as estruturas de concreto se apoiavam praticamente sobre um único derrame basáltico, denominado derrame II, com espessura média de 40 metros. Além de apresentar as diferenciações litológicas normais em derrames basálticos, o referido derrame continha um horizonte superficial de brecha basáltica com forte conteúdo em argilas plásticas. A brecha basáltica argilosa era formada por blocos de basalto vesículo-amigdaloidal castanhos, ora angulosos, ora arredondados, dispersos numa matriz argilosa de coloração creme, branca ou amarela, extremamente plástica.

Os blocos de rocha, às vezes com mais de um metro de diâmetro, encontravam-se, com exceção de alguns mais resistentes, profundamente alterados. Sua distribuição dentro do horizonte superficial do derrame de basalto vesículo-amigdaloidal era muito irregular, ocorrendo tanto no topo como no interior do mesmo, na forma de bolsões confinados (Camargo, 1969).

Além da brecha de matriz argilosa, um segundo elemento de forte interesse em termos geomecânicos era representado por extensas juntas de andamento sub-horizontal, representando zonas de fraqueza estrutural e de elevada permeabilidade. A seção da **Figura 11.12.1.2**, baseada em sondagens e escolhida entre tantas outras, mostra a presença das referidas feições na fundação de um dos muros de ligação entre as estruturas de concreto e as obras de terra.



**Figura 11.12.1.2** - Ilha Solteira - Muro de ligação direito - Seção geológica esquemática entre blocos MD-1 e MD-7 (Camargo e outros, 1970).

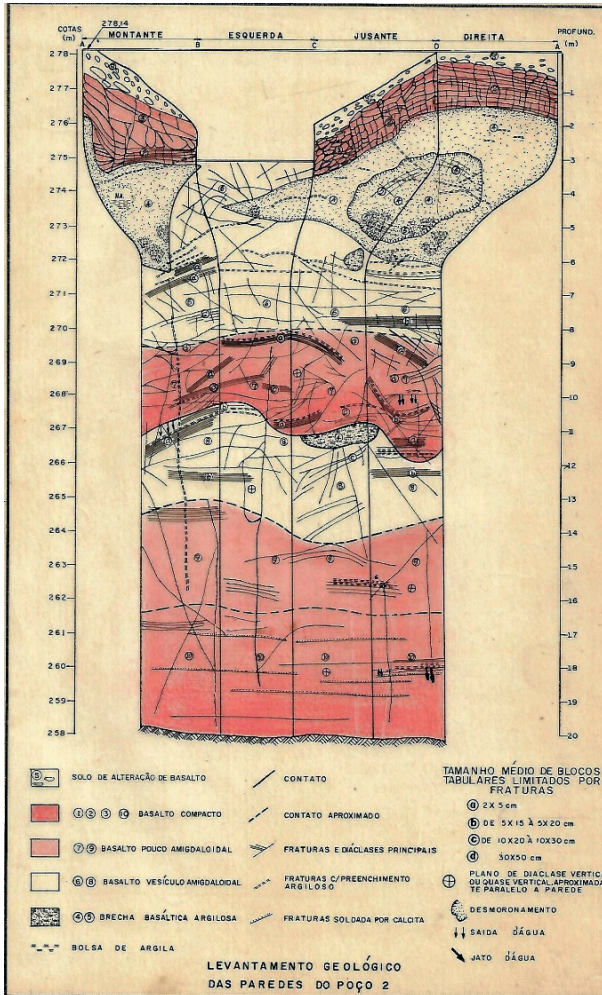
A ocorrência da brecha basáltica argilosa acarretava problemas em termos de capacidade de sustentação das estruturas, resistência e erodibilidade. Já, as extensas discontinuidades, denominadas juntas-falhas e caracterizadas pela reduzida espessura, de até poucas dezenas de centímetros, condicionavam a estabilidade das estruturas em virtude de suas baixas características de resistência, além de representarem horizontes preferenciais de percolação d'água. A não percepção inicial do quadro geológico desfavorável foi consequência da adoção de técnicas de investigação mecânica inadequadas, rotineiramente utilizadas em épocas anteriores, mas incapazes de proporcionar níveis de testemunhagem satisfatórios.

Na Ilha Solteira, as campanhas de investigações por meio de sondagens mecânicas foram iniciadas em 1963, empregando-se sondas rotativas, com barrilete simples, coroas de wídia e diâmetros entre 55 mm e 75 mm. Na presença de basalto denso e são, os níveis médios de recuperação variavam entre 75% e 100%, caindo para 25% a 75%, em média, na presença de basalto vesículo-amigdaloidal, típico da porção superior de cada derrame basáltico. A recuperação sofria quedas sistemáticas quando a rocha, mesmo são, encontrava-se intensamente fraturada. Com o

emprego das técnicas tradicionais de sondagens, o material argiloso extremamente plástico que preenchia as cavidades na brecha basáltica de topo do derrame principal não era recuperado e passou despercebido até que as escavações iniciais revelaram sua presença e importância. De forma similar, as juntas de grande continuidade lateral, caracterizadas por superfícies oxidadas, eventualmente com estrias de fricção, ou películas de materiais plásticos, dentro de delgados pacotes de rocha mais intensamente fraturada, também não apareciam nos testemunhos das sondagens, devido ao efeito de roletamento.

O roletamento (ou roletagem) consiste na atritagem entre os testemunhos de rocha contidos no barrilete amostrador, com conseqüente desgaste e perda de recuperação. Assim, as técnicas de sondagem empregadas até então na Ilha Solteira ocultavam à apreciação de técnicos e geólogos os elementos estruturais de maior importância, aos fins do dimensionamento das escavações e das próprias estruturas de barramento. Após a “descoberta” da brecha basáltica argilosa e das juntas de grande continuidade lateral, em paredes e pisos de escavação, foram realizadas diversas tentativas de melhoria na recuperação de testemunhos. Os resultados mais bem sucedidos foram obtidos quando se passou a utilizar barriletes amostradores duplos, dotados de barrilete interno de rotação livre, além de coroas de parede fina encrustadas de diamantes e com diâmetro externo de 86 mm. A conjugação desses recursos permitiu elevar a recuperação para níveis mais altos, conseguindo-se amostrar até mesmo as argilas plásticas, uma vez que se encontravam protegidas pelo barrilete interno contra a lixiviação pelas águas de circulação. O barrilete interno, permanecendo praticamente parado durante a perfuração, eliminava o roletamento e propiciava a visualização das faces das juntas, diaclases e demais detalhes do meio rochoso.

Uma intensa campanha de sondagens mecânicas foi levada então a termo, empregando as novas técnicas e levando a uma avaliação mais próxima das reais condições geológicas do maciço de fundação. Cerca de 200 novas sondagens foram executadas, totalizando cerca de 4.000 metros perfurados, de modo a definir os limites de ocorrência dos principais elementos condicionantes geológicos (litotipos e estruturas). A abertura de poços no maciço rochoso ao longo do eixo, com o objetivo de realização de ensaios de mecânica das rochas, permitiu o mapeamento das litologias e estruturas presentes, conforme se exemplifica com a **Figura 11.12.1.3**, que apresenta o mapeamento das paredes de um dos poços.



**Figura 11.12.1.3** - Ilha Solteira - Levantamento geológico das paredes de um dos poços em rocha (Oliveira, 1969).

Como corolário da melhora de qualidade das sondagens, os testemunhos de rocha passaram a ser analisados com mais cuidado, refletindo, também, uma tendência em campo internacional no sentido de procurar extrair das sondagens melhores informações e de maior detalhe, buscando ao mesmo tempo transformar a linguagem de meramente qualitativa em quantitativa ou semi-quantitativa. Surgia, assim, a “classificação geológico-geotécnica” das sondagens, favorecendo um maior entrosamento entre geólogos e engenheiros, graças à adoção de critérios de quantificação das características observadas nas caixas de testemunhos. Os principais índices adotados nas classificações dos testemunhos passaram a refletir: a) o grau de alteração mineralógica da rocha, b) o grau de fraturamento, c) a coerência, d) a resistência mecânica e e) as características das fraturas. Somava-se a isso o conhecimento da permeabilidade ou condutividade hidráulica do maciço rochoso, obtido através de ensaios padronizados feitos em trechos sucessivos do furo de sondagem. Todas essas informações passaram a ser apresentadas, de forma padronizada, em perfis individuais de sondagem, com riqueza de detalhes, constituindo assim uma sólida base documental de apoio ao desenvolvimento dos projetos. A título de exemplo, apresentam-se a seguir, lado a lado, dois perfis individuais de sondagem, sendo o da esquerda típico da primeira fase de

investigações (1963-1968), enquanto o da direita reflete a mudança de técnicas de investigação e classificação adotadas a partir de 1968 (**Figura 11.12.1.4**).

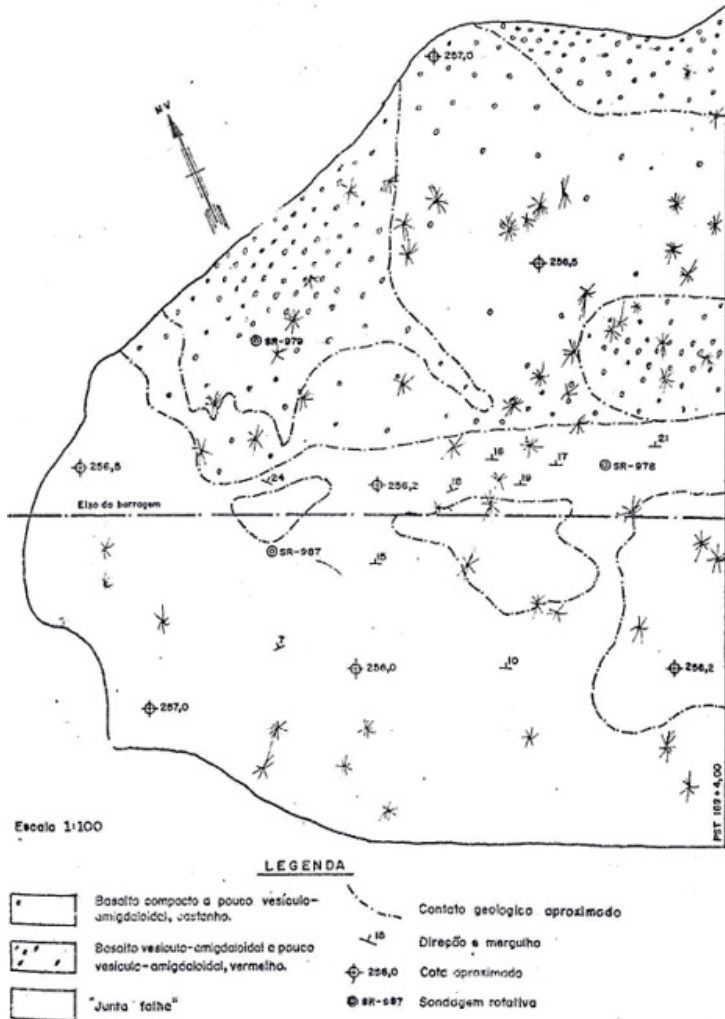


**Figura 11.12.1.4** - Ilha Solteira - Comparação entre dois perfis individuais de sondagem, sendo o da esquerda anterior às mudanças no procedimento de classificação de testemunhos. Observar que o perfil da direita (embora pouco legível) já contém a classe de rocha, na quarta coluna a partir da esquerda (Camargo, 1969).

### 11.12.1.3 Reflexos no projeto e nas escavações

De início, previa-se que as estruturas de barramento em concreto da Ilha Solteira fossem do tipo contrafortes, de modo a empregar um menor volume de concreto, o que acarretaria menor consumo de cimento, reduzindo também os problemas logísticos e de armazenamento. Uma vez identificada e caracterizada a inadequação do horizonte de brecha basáltica argilosa como fundação para as estruturas, o conceito estrutural evoluiu para a adoção de seções tipo gravidade para a tomada d'água e o vertedouro, de modo a reduzir e distribuir de maneira mais uniforme as tensões no maciço rochoso de fundação, melhorando a segurança da obra. Na Ilha Solteira, o projeto de escavação original previa a adoção de uma cota única ao longo de toda a fundação da tomada d'água, bem como de outra cota única em toda a extensão do vertedouro em correspondência à ogiva. No caso da tomada d'água, previa-se apoiar as estruturas de concreto na cota 263 m, isto é, na passagem do basalto vesicular para denso do chamado "derrame II". Entretanto, os resultados da recente e intensa campanha de sondagens complementares indicaram que, em função da distribuição irregular da brecha basáltica argilosa, as condições adequadas de fundação seriam encontradas em cotas diferenciadas, o que implicaria em escalonamento frequente das escavações, com consequentes dificuldades executivas nos trechos de maior profundidade. Por razões logísticas, optou-se por simplificar o perfil de escavação, adotando-se, no caso da tomada d'água, somente duas cotas, ficando parte das estruturas na cota 256 m e parte na cota 258 m. O mesmo raciocínio, em termos de simplificação, foi adotado para a área do vertedouro. Esta condição basáltica especial de Ilha Solteira indicou a necessidade de se aplicar um procedimento pioneiro de "*Liberção de superfície de concretagem*", bloco a bloco, para todas as estruturas de concreto, com o objetivo de garantir condições rochosas favoráveis à implantação de cada bloco. O procedimento foi iniciado pelo MD - 7 - Muro Direito 7, de ligação com a barragem de

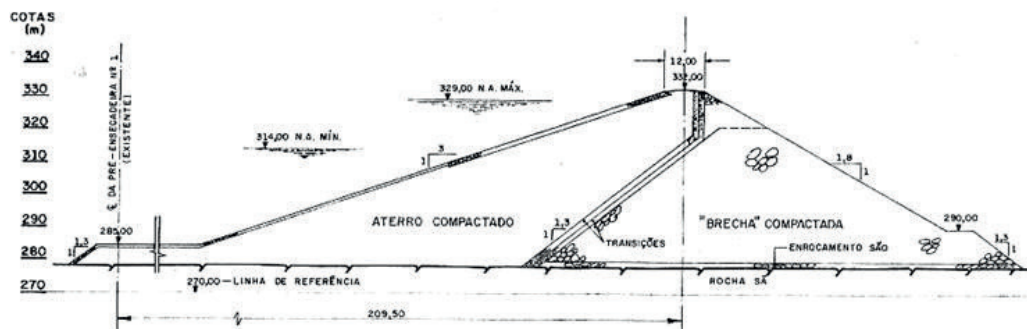
terra. Este primeiro mapeamento de superfície de concretagem de barragens realizado no Brasil é apresentado na **Figura 11.12.1.5**.



**Figura 11.12.1.5** - Ilha Solteira - Mapeamento geológico da superfície de concretagem do Bloco MD-7<sup>a</sup> (Oliveira, 1969).

Devido às dimensões gigantescas das estruturas, o aprofundamento das superfícies finais de escavação, necessário para alcançar condições adequadas de apoio, resultou em acréscimo ponderável não somente do volume de materiais escavados, com também de concreto para preenchimento de substituição. O aprofundamento das escavações trouxe ponderação a respeito da utilização do volume de material removido a mais, que consistia em uma mistura de blocos de basalto vesículo-amiçdaloidal com argila plástica, inadequado para a maioria dos empregos. O relevante volume (não informado nas publicações técnicas) motivou a realização de estudos para sua utilização na barragem da margem esquerda. Os estudos indicaram a possibilidade de emprego em determinadas zonas da seção da barragem, de modo que o projeto original de seção

homogênea foi convertido em seção zoneada. Grande parte da seção de enrocamento contou com a utilização do referido material, reduzindo-se a seção impermeável a montante a uma faixa de solo compactado (**Figura 11.12.1.6**).



**Figura 11.12.1.6** - Ilha Solteira - Seção da barragem da margem esquerda, indicando o emprego de brecha compactada (Andrade & outros, 1983).

#### 11.12.1.4 Avanço nos procedimentos de caracterização geológico-geomecânica

Em 1966, uma vez percebida a variabilidade de características físicas e mecânicas do maciço rochoso que se destinava a servir de apoio para as estruturas de barramento, tomou-se a decisão de utilizar os recursos da Mecânica das Rochas para a obtenção de parâmetros representativos das diversas estruturas e litologias. Uma campanha de ensaios de cisalhamento e deformabilidade "in situ" já havia sido realizada, pouco antes, nas escavações da fundação da barragem de Jupia, do Sistema Urubupungá, pelo IPT de São Paulo, utilizando as técnicas do LNEC de Lisboa. A mesma entidade levou a termo a programação e execução de ensaios *in situ* e no laboratório da Ilha Solteira.

Ao mesmo tempo em que os ensaios geomecânicos *in situ* iam sendo executados, as escavações procediam removendo os horizontes de material mais fraco. Ao se atingir o horizonte de basalto vesículo-amigdaloidal do derrame II, transição para o basalto compacto, a CESP, proprietária da obra, resolveu buscar o parecer de especialistas internacionais a respeito dos procedimentos adotados. O Prof. Leopold Müller, que foi o primeiro presidente da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (1962-1966), ao ser convidado em 1968 para dar consultoria ao projeto de Ilha Solteira indicou seu colaborador, Prof. Klaus W. John para essa tarefa. A contribuição de Klaus John foi relevante, porque introduziu o conceito de "classe de rocha", até então não utilizado em nosso meio técnico. Apesar de se empregarem os índices de classificação referentes a fraturamento, alteração, coerência e resistência da rocha, faltava dar um passo à frente e realizar a síntese que Klaus W. John concluiu. Esta síntese não se referia somente à rocha, mas também ao maciço rochoso, de modo que melhor teria sido adotar desde logo o termo "classe de maciço", que iria se consagrar tempos depois.

A classificação geotécnica elaborada por Klaus W. John para o maciço de Ilha Solteira consta da **Tabela 11.12.1.1**, a seguir. Foram definidas cinco "classes de rocha" que sintetizavam em termos práticos as características geomecânicas do maciço rochoso daquele empreendimento, com base nos graus de alteração e de fraturamento (diaclasamento).

**Tabela 11.12.1.1** – Ilha Solteira - O maciço rochoso local segundo Klaus W. John (Camargo, 1969)

Geologic Classification	Geotechnical Classification			
	Rock Class	Mineral State	Jointing	
			Description	Degree in j/m
Basaltic breccia	V	Very decomposed rock	No jointing	
	IV	Somewhat decomposed rock	Highly jointed	Greater than 30
Vesicular basalt	III	Sound rock	Jointed	10
	II		Massive	1
Compact basalt	I			

Pouco depois de adotado, o quadro classificatório de Klaus W. John teve um desdobramento, por obra dos técnicos diretamente envolvidos no projeto, representado pela inserção de mais uma classe de rocha, de modo a incluir as novas feições geológicas encontradas com o início das escavações. Denominada classe III\*, esta classe se distinguia das outras por representar as faixas de maciço rochoso em que se inseriam, na maioria dos casos, as chamadas juntas-falhas, contendo películas de materiais plásticos e de alteração e constituindo a feição geológica de menor resistência geomecânica, capaz de condicionar a estabilidade das estruturas ao cisalhamento/deslizamento (**Tabela 11.12.1.2**).

**Tabela 11.12.1.2** – Ilha Solteira - Classificação modificada pela inserção da classe III\* (Camargo, 1969)

Classificação geológica	Classificação geotécnica			
	Classe de Rocha	Grau de alteração	Fraturamento	
			Grau	Nº de peças/m
Brecha basáltica argilosa	V	Rocha extremamente alterada	Fraturamento irregular	
	IV	Rocha muito alterada	Rocha extremamente fraturada	>20
Basalto vesículo-amigdaloidal e/ou compacto (micro-cristalino)	III	Rocha praticamente sã	Muito fraturada	11-20
	III*		Pouco e mediana/fraturada	2-10
	II			
	I		Não fraturada	1

Como já referido acima, na esteira da bem sucedida campanha de ensaios de Mecânica das Rochas recém-finalizada no sítio da UHE Jupuí, localizada no mesmo rio Paraná, cerca de 50 km mais a jusante, a complexidade do quadro geológico de Ilha Solteira induziu a realização de uma campanha de caracterização geotécnica e geomecânica das principais litologias e estruturas, sempre a cargo do IPT de São Paulo, envolvendo os aspectos de resistência, deformabilidade e permeabilidade do maciço, além de se avaliar a durabilidade da matriz rochosa. De início, foram executados ensaios de cisalhamento e deformabilidade *in situ* em blocos de pequenas dimensões (0,70 x 0,70 x 0,30 m) que, em virtude de seu tamanho reduzido, não levaram a resultados conclusivos, dada a heterogeneidade das estruturas ensaiadas. Para dar representatividade aos ensaios de cisalhamento *in situ*, perante a variabilidade das estruturas a serem caracterizadas, resolveu-se realizar ensaios em corpos de prova de grandes dimensões. Para ensaiar o contato

entre basalto e brecha basáltica argilosa, talhou-se um bloco de 6 x 6 x 2 metros. Já, para ensaiar uma junta-falha representativa, equivalente à classe III\*, talhou-se um bloco de 6 x 6 x 6 metros. Por suas dimensões e complexidade, os ensaios de cisalhamento e deformabilidade da Ilha Solteira mereceram registro detalhado em diversas publicações. Quem deseje obter maiores detalhes sobre os referidos ensaios pode recorrer aos trabalhos de Ruiz & Camargo (1966), Ruiz & outros (1968), Camargo (1969), Camargo & outros (1971), Barros (1970) e Ruiz & outros (1979). As **Figuras 11.12.1.7 e 11.12.1.8**, a seguir, oferecem algumas imagens dos ensaios realizados na área das fundações das estruturas de concreto.



**Figura 11.12.1.7** - Ilha Solteira - Preparação de blocos de 2 x 2 metros para os ensaios de resistência ao cisalhamento (ABGE, 2017, pág. 53).



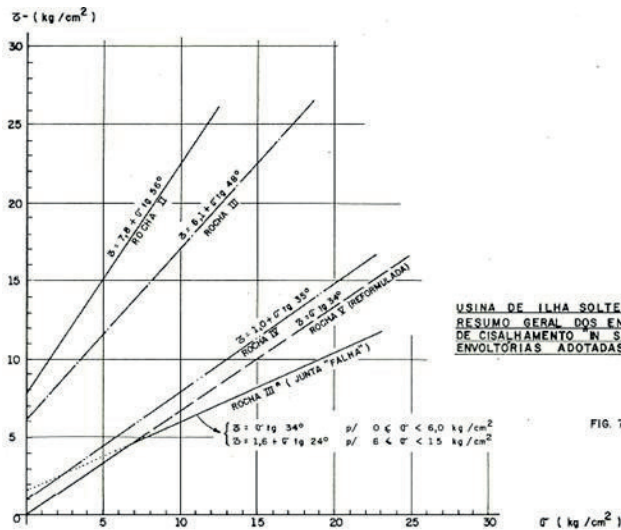
**Figura 11.12.1.8** - Ilha Solteira - Ensaios de cisalhamento e deformabilidade em bloco de grandes dimensões (6 x 6 x 6 m) (Abge, 2017, pág. 52).

A **Tabela 11.12.1.3**, a seguir, traz uma síntese dos ensaios de Mecânica das Rochas realizados *in situ*, podendo-se observar a diversidade de situações, que envolveram os principais litotipos e estruturas locais.

**Tabela 11.12.1.3** – Ilha Solteira - Resumo dos ensaios de Mecânica das Rochas realizados *in situ* (Camargo & outros, 1971)

MATERIAL ENSAIADO	TIPO DE ENSAIO	DIMENSÕES APROXIMADAS DA SUPERFÍCIE DE CISCALHAMENTO	Nº DE ENSAIOS "IN NATURA"	Nº DE ENSAIOS APÓS RUPTURA	LOCAL DO TESTE	MONTAGEM DO ENSAIO
Contato entre basalto compacto e brecha basáltica argilosa	Cisalhamento rocha x rocha	Aproximada/ 6,0 x 6,0 m (34,9 m <sup>2</sup> )	1	2	Montante da casa de força	
"Juntas-falhas"	Cisalhamento rocha x rocha	Aproximada/ 6,0 x 6,0 m (36,0 m <sup>2</sup> )	1	3	Tomada d'água	
Basaltos vesículo-amigdaloidais e compactos extremamente muito fraturados	Cisalhamento rocha x rocha	0,70 x 0,70 m	21	146	Poços ao longo do eixo	
	Aderência concreto x rocha	0,70 x 0,70 m	7	33		
Basalto compacto pouco fraturado	Cisalhamento rocha x rocha	2,0 x 2,0	3	25	Vertedores	
Basalto compacto pouco fraturado	Aderência concreto x rocha	2,0 x 2,0	5	53	Vertedores	
"Junta-falha" e basalto compacto	Módulo de deformação	Aproximada/ 6,0 x 6,0 m (34,0 m <sup>2</sup> )	1	-	Tomada d'água	
Basaltos vesículo-amigdaloidais e compactos extremamente muito fraturados	Módulo de deformação	Φ da placa (m) 0,80 0,60 0,40	23	-	Poços ao longo do eixo	

A **Figura 11.12.1.9**, a seguir, apresenta a síntese dos resultados de cisalhamento *in situ*. Dentre eles, observa-se a envoltória correspondente aos ensaios em rocha classe III\*, isto é, realizados ao longo de uma junta-falha.

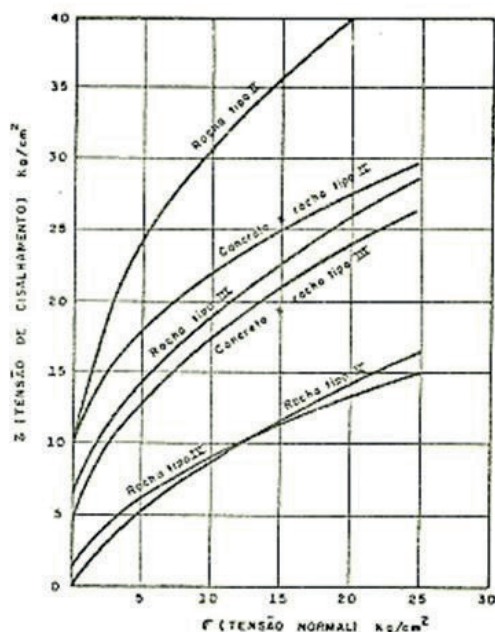


**Figura 11.12.1.9** – Ilha Solteira - Síntese dos resultados dos ensaios de cisalhamento *in situ* nas diversas classes de rocha (Vargas & Re, 1973).

Os resultados alcançados nos ensaios de cisalhamento e de aderência foram reavaliados pelo IPT à luz dos novos conceitos sugeridos por Maurer (1966) e adotados (Ruiz, 1968). Segundo tais conceitos, a resistência ao cisalhamento de cada bloco ensaiado poderia ser expressa por uma relação do tipo  $\tau = c + a\sigma^k$  onde  $c$  = coesão da superfície de ruptura,  $a$  = resistência ao cisalhamento quando a tensão normal ( $\sigma$ ) é de  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  e  $k$  = uma constante que representa a inclinação da reta ( $\tau, \sigma$ ) em gráfico log-log. As envoltórias exponenciais médias, características da resistência ao cisalhamento e da aderência das diferentes classes de rocha, estão indicadas na **Tabela 11.12.1.4** e representadas graficamente na **Figura 11.12.1.10**. Na **Tabela 11.12.1.4** estão também indicadas, para facilitar a comparação de dados, as equações  $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$  das tradicionais envoltórias retas de Coulomb, tangentes às envoltórias exponenciais pelos pontos correspondentes a  $\sigma$  igual a 2 e  $7 \text{ kg/cm}^2$  (Camargo & outros, 1971).

**Tabela 11.12.1.4** - Ilha Solteira - Envoltória exponenciais dos resultados de cisalhamento e aderência (Camargo & outros, 1971)

CLASSE DE ROCHA	ENVOLTÓRIA DE RUPTURA $\tau = c + a\sigma^k (\text{kg/cm}^2)$	TENSÕES DE CISALHAMENTO ( $\text{kg/cm}^2$ )	
		$\sigma = 2 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma = 7 \text{ kg/cm}^2$
II	$\tau = 10,0 + 3,6 \sigma^{0,75}$	17,3	26,95
II - CONCRETO	$\tau = 9,3 + 4,8 \sigma^{0,45}$	14,24	19,63
III	$\tau = 6,2 + 3,8 \sigma^{0,54}$	10,0	15,97
III - CONCRETO	$\tau = 4,5 + 3,6 \sigma^{0,55}$	8,47	14,6
IV	$\tau = 0,9 + 1,9 \sigma^{0,62}$	3,45	7,3
V	$\tau = 0,0 + 1,4 \sigma^{0,76}$	1,55	6,54



**Figura 11.12.1.10** - Ilha Solteira - representação gráfica das envoltórias exponenciais (Camargo & outros, 1971).

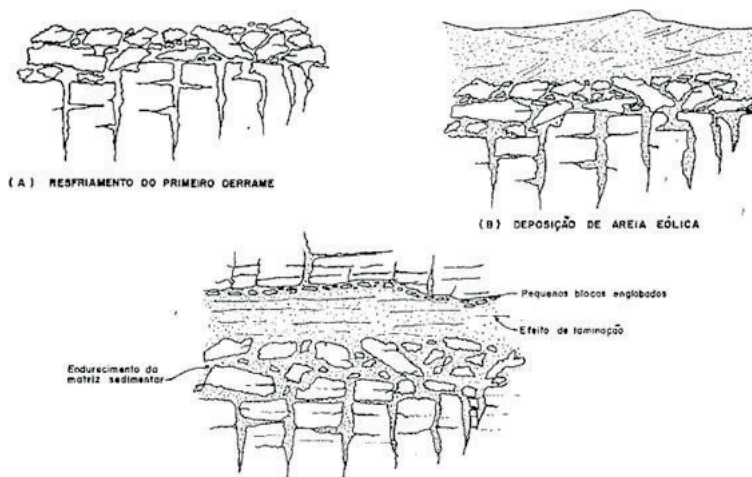
Na Ilha Solteira, os resultados dos ensaios de deformabilidade realizados *in situ*, em placas com diâmetro variável entre 40 e 80 centímetros, não conduziram a resultados confiáveis, devido às reduzidas dimensões das placas perante a grande desuniformidade do maciço rochoso, que resultou em grande dispersão de valores. Assim, os módulos de elasticidade (deformabilidade) para os diversos litotipos foram calculados a partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento e de aderência concreto/rocha, conforme consta na **Tabela 11.12.1.5**, a seguir.

**Tabela 11.12.1.5** – Ilha Solteira – Valores de deformabilidade para diversas classes de rocha, obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento (Vargas & Re, 1969)

Rocha tipo	$E_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	G (kg/cm <sup>2</sup> )
V	4.000	4.500	9.400
IV	9.000	16.000	12.800
III	35.000	36.000	30.000
II	125.000	100.000	80.000

### 11.12.1.5 Sobre a origem da brecha basáltica argilosa

A brecha basáltica é uma feição formada tipicamente no topo de um derrame, em função da ocorrência de uma grande variedade de condições morfofenéticas que regem o resfriamento e solidificação do derrame, bem como dos derrames sucessivos. Em determinadas condições, a brecha se forma também na base de um derrame. Coube a Bagolini a primeira descrição detalhada encontrada na literatura brasileira (in Guidicini & Campos, 1968), feita quando da descrição das paredes das escavações para as estruturas da UHE Jupuí, no rio Paraná. Tratava-se, no caso, de uma brecha basáltica formada na presença de sedimentos intertrapeanos arenosos, em ambiente desértico. Após a solidificação do magma, com formação de uma crosta de aspecto escoriáceo, muito acidentado, no topo do derrame, o aporte de sedimentos finos por ação eólica fez com que estes preenchessem os vazios, englobando os fragmentos de basalto escoriáceo e vesicular, dando assim origem à chamada brecha basáltica sedimentar (**Figura 11.12.1.11**). A acumulação de fragmentos basálticos no topo do derrame poderia ocorrer também pelo descalçamento da superfície sobre a qual a lava fluía, englobando e arrastando fragmentos do derrame anterior.



**Figura 11.12.1.11** – Gênese de um horizonte de brecha basáltica (Bagolini, in Guidicini & Campos, 1968).


Uma vez formada, a brecha passaria a ser alvo eventual de uma série de eventos pós-genéticos, capazes de conferir maior ou menor consistência à massa, tais como: adensamento causado por sobrecarga de novos derrames, consolidação pelos efeitos térmicos devidos à presença do derrame sucessivo, cimentação silicosa decorrente de intemperismo climático, cimentação por efeito de soluções hidrotermais ricas em compostos quais carbonatos, argilominerais, soluções ricas em quartzo, etc. A origem das brechas basálticas está associada a um amplo conjunto de fatores e circunstâncias, além da interação de sedimentos intertrapeanos com os materiais escoriáceos de topo de derrame ou, ainda, à própria efusão dos corpos de lava, em suas formas à-à (lava viscosa ou ácida) e *pahoehoe* (lava flúida ou básica) ou intermediárias. O estudo do magmatismo basáltico da Bacia do Paraná indica a participação de vulcanismo explosivo na formação das ocorrências interderrames, frequentemente com a interação dos produtos vulcânicos com ambientes em que se fazia presente a água de origem não magmática (água meteórica ou freática). Explosões hidrovulcânicas ocorrem quando magmas de composição básica interagem com fluidos externos, não magmáticos (Minerpar, 2012). O termo hidrovulcanismo tem sido empregado para identificar a contribuição do sistema explosivo, provendo fragmentos de diversos tamanhos para a formação dos depósitos vulcanoclásticos, na presença de água. Tendo em vista o baixo poder explosivo do vulcanismo basáltico, tem sido possível correlacionar depósitos vulcanoclásticos intertrapeanos com o aporte de materiais piroclásticos. Assim, o hidrovulcanismo é responsável por uma diversidade de produtos, na forma de depósitos intertrapeanos, constituídos com a contribuição de clastos de granulação fina, *lapilli* e bombas, formando tufos, e brechas, em mistura eventual com sedimentos de origem eólica ou lacustre. É grande, portanto, a variedade de formas de ocorrência de brechas basálticas, refletindo a diversidade de contextos estratigráficos. A **Figura 11.12.1.12** documenta uma amostra de *lapilli*-tufo vulcânico, configurando uma brecha formada pelo acúmulo simultâneo de cinzas e *lapilli* em ambiente subaéreo ou subaquoso raso.



**Figura 11.12.1.12** - Amostra de *lapilli*-tufo em afloramento no norte do Paraná (Valore, 2017).

A sequência estratigráfica dos derrames superficiais de Ilha Solteira é apresentada de forma resumida na **Tabela 11.12.1.6**, que indica os litotipos, as cotas de topo e base dos diversos horizontes, a coloração, os graus de fraturamento e de alteração mineralógica, além de um perfil esquemático.

**Tabela 11.12.1.6** – Ilha Solteira – Resumo das principais unidades estratigráficas (Ruiz & outros, 1968 - modificado)







Tipo de rocha	Topo (m)	Base (m)	Coloração	Diaclasamento (j/m)	Grau de alteração	Perfil do Poço P2
Basalto compacto	279 a 278	276 a 275	Preto, cinzento, avermelhado	Sem diaclasamento regular. 1 a 5	Rocha sã em geral.	
Brecha basáltica argilosa	278 a 275	Não bem definida	Amarelo, cinzento, acastanhado, vermelho	Sem diaclasamento	Rocha decomposta a medianamente decomposta.	
Basalto vesicular ou amigdaloidal	Irregular	266 a 251	Vermelho, acastanhado, cinzento	Sem diaclasamento regular. 1 a 20	Rocha sã a medianamente decomposta. Áreas de brecha confinada.	
Basalto compacto	266 a 251	238 a 227	Preto, cinza escuro	Sem diaclasamento regular. 1 a 20 Algumas juntas horizontais bem definidas, com algum preenchimento argiloso.	Rocha sã em geral	

A brecha basáltica argilosa de Ilha Solteira é uma rocha formada por blocos de basalto vesicular e vesículo-amigdaloidal envolvidos por argilas. Os blocos, com dimensões decimétricas a métricas, de coloração castanho-avermelhada, encontram-se de medianamente a muito alterados. A matriz argilosa, altamente plástica, tem cor amarela ou creme e, com menor frequência, coloração branca e cinza azulada. Além de ocorrer englobando os blocos, foi encontrada preenchendo vesículas, fraturas nos blocos, bem como fraturas no basalto adjacente e em cavidades. Analisadas pelo IPT de São Paulo, as argilas foram identificadas como pertencentes ao grupo das montmorilonitas, sendo sua origem associada ao processo de decomposição da matriz da brecha, constituída por clastos amorfos ou cristalinos diversos, que incluem como principais minerais o quartzo, augita (piroxênio), mica branca, opacos, biotita, clorita, plagioclásio, feldspato alcalino, além de outros constituintes menos frequentes.

### 11.12.1.6 Sobre a gênese das juntas-falhas

O termo junta-falha surgiu por ocasião da descrição dos testemunhos de sondagens na Ilha Solteira, empregado para identificar descontinuidades de grande extensão lateral que apresentavam, ao mesmo tempo, indícios de movimentação em suas faces ou na superfície dos fragmentos de rocha a elas associados (Guidicini & Campos, 1968). O emprego do duplo termo buscava, assim, identificar juntas de grande continuidade e de andamento sub-horizontal, singenéticas com a formação do derrame, ao longo das quais esforços cisalhantes de intensidade moderada, derivados de processos de alívio de tensões ou de neotectonismo, teriam deixado seu registro na forma de estrias de fricção ou polimento das faces dos fragmentos rochosos nela contidos. Tais feições se apresentavam de formas variadas, desde uma simples descontinuidade, com contatos rocha-rocha em suas faces, a faixas de espessura de algumas dezenas de centímetros, até métrica, preenchidas por fragmentos de rocha gerados por cataclase, frequentemente com indícios de decomposição da rocha e presença de argilominerais plásticos. A diversidade de formas de ocorrência justificou a adoção de uma sistematização, que auxiliaria na programação dos ensaios de Mecânica das Rochas *in situ*, distinguindo-se as classes de junta em função das características de suas faces e do tipo de preenchimento (**Tabela 11.12.1.7**).

Tabela 11.12.1.7- Descrição esquemática das classes de junta-falha (Guidicini, in Camargo, 1968)

CONTATO	CLASSES	MODOS DE OCORRÊNCIA	
Rocha X rocha	1	Uma fenda só, vazia, ordem de grandeza milimétrica. Paredes às vezes alteradas nas proximidades da fenda.	
	2	Uma fenda só, da ordem de grandeza milimétrica. Preenchida parcialmente por materiais de alteração. Paredes muitas vezes alteradas.	
	3	Delgada faixa rochosa intensamente fraturada. Rocha às vezes alterada, sem presença de argila plástica. Espessura total de alguns centímetros.	
	4	O mesmo da classe 3, em maior escala. Espessura total da faixa de 10 centímetros até mais de um metro.	
Sem contato rocha x rocha	5	Contato rocha x rocha muito diminuído pela presença de finas películas de argila plástica (fração de milímetro até mais de um centímetro de espessura).	
	6	Contato rocha x rocha extremamente diminuído pela presença de uma camada contínua de argila plástica ou de outros materiais de alteração, com espessura centimétrica.	

As envoltórias de resistência obtidas nos ensaios e apresentadas na **Figura 11.12.1.10** foram utilizadas na verificação das condições de segurança das estruturas de concreto, em particular as referentes às juntas-falhas, principais condicionantes da estabilidade ao escorregamento/deslizamento.

### 11.12.1.7 Considerações finais

Como referido na introdução, no contexto dos trabalhos de natureza geológica, este empreendimento representou um “divisor de águas” entre as técnicas e procedimentos adotados em projeto e construção de aproveitamentos hidrelétricos anteriores e as obras que viriam a ser planejadas e executadas posteriormente. As condições geológicas e geomecânicas adversas encontradas no sítio do empreendimento impuseram a utilização de técnicas e equipamentos de sondagem de melhor resolução, em termos de qualidade de recuperação de testemunhos, bem como a adoção de critérios de descrição e classificação das sondagens mais detalhados, no sentido de melhor caracterizar o meio rochoso em termos geomecânicos. Em Ilha Solteira, a utilização dos recursos proporcionados pelo pujante desenvolvimento da Mecânica das Rochas levou à adoção de parâmetros geomecânicos extraídos do próprio maciço rochoso local e passou a servir de paradigma para o estudo e projeto de novos empreendimentos hidrelétricos.

### 11.12.1.8 Material consultado

ANDRADE, C.M.M, TANIGUCHI, L. & SIGNER, S. - Ilha Solteira. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 303-338.

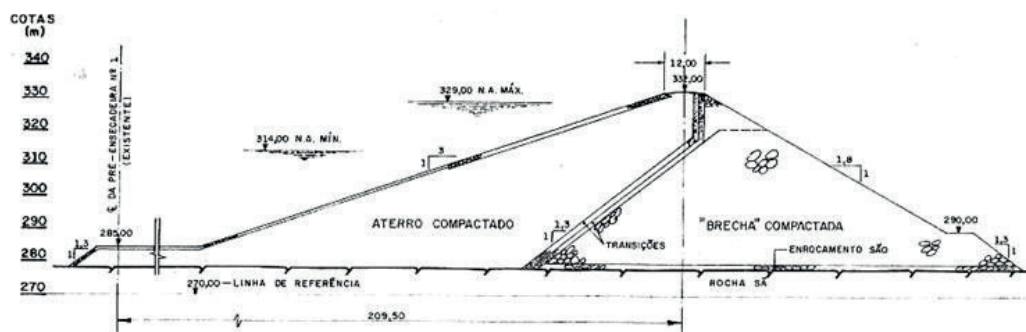
- BARROS, F.P. – Le massif rocheaux de fondation du barrage de Ilha Solteira. In: I International Congress of the international Association of Engineering Geology. Paris, 1970. IAEG. Anais... Vol. 2, T. 8, pág. 1172-1196.
- CAMARGO, F.P. – Geologia Aplicada à Barragem de Ilha Solteira. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1969. APGA. Anais...Vol. 3, 41 páginas.
- CAMARGO, F.P., MIDEA, N.F., NIEBLE, C.M. & RUIZ, M.D. – Barragem de Ilha Solteira: estudos de Geologia Aplicada e de Mecânica das Rochas. In: IX Semana de Estudos de Geologia Aplicada à Engenharia Geotécnica. Ouro Preto, 1968. Anais...Boletim SICEG, nº 8/9, 1971, pág. 83-109.
- CAMARGO, F.P., MIDEA, N.F., NIEBLE, C.M. & RUIZ, M.D. – Características geomecânicas do maciço rochoso de fundação das estruturas de concreto da barragem de Ilha Solteira. In: VII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, CBGB. 1971. Anais, Vol. 1, Tema 1, páginas 62-74.
- CARDIA, R.J.R. – Usina Ilha Solteira: avaliação hidrogeotécnica na margem esquerda. In: XIX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Aracaju, 1991. CBGB. Anais... Pág. 15-26.
- FERREIRA, C.E.O. – Evolução nos métodos das sondagens rotativas em Ilha Solteira. In: II Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1970. APGA. Anais...Vol. 1, pág. 23-35.
- GUIDICINI, G. & CAMPOS, J.O. – Notas sobre a morfogênese dos derrames basálticos. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, 1968. Vol. 17(1), pág. 15-28.
- GUIDICINI, G. – Juntas horizontais de grande continuidade em derrames basálticos da bacia do Paraná. In: II Simpósio Regional de Geologia. Rio Claro. 1979. SBG. Anais. V.2, pág. 13-21.
- MAURER, W.C. – Shear failure of rock under axial and hydrostatic pressure. In: I Congresso Internacional da IAEG, Lisboa, 1966. Anais: ...
- NUSKE, M.J. – Características hidrogeológicas do maciço rochoso de Ilha Solteira. In: II Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1970. APGA. Anais... Vol. 1, pág. 319-349.
- OLIVEIRA, A.M.S. – Aspectos geológicos do derrame basáltico principal da Barragem de Ilha Solteira – rio Paraná. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1969. APGA. Anais: Vol. 2, Tema 3, Trabalho II, 17 páginas.
- RUIZ, M.D. & CAMARGO, F.P. – A large scale field shear test on rock. In: I International Congress of the International Society for Rock Mechanics. Lisboa, 1966. ISRM. Anais...Vol. 1, pág. 257-261.
- RUIZ, M.D., CAMARGO, F.P., MIDEA, N.F., & NIEBLE, C.M. – Some considerations regarding the shear strength of rock masses. In: International Symposium on Rock Mechanics. Madrid, 1968. ISRM. Anais...pág.159-169 (Publicação IPT nº 884).
- RUIZ, M.D., RE, G., CELESTINO, T.B. & BUOSI, M.A. – A synthesis of the geomechanical characteristics of basaltic masses as dam foundations. In: IV Congress of the International Society for Rock Mechanics. Montreux, 1979. ISRM. Anais...Balkema, Vol. 1, Tema 1, pág. 287-292.
- TATAMIYA, C.T. – Ensaios “in situ” de injeção de caldas de cimento nas fundações da Usina de Ilha Solteira. In: VII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, 1971. CBGB. Anais... Vol. 1, 17 páginas.
- VARGAS, M. & RE, G. – Investigações geológicas e de Mecânica de Rochas para o projeto de fundações das barragens de Urubupungá. In: IX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. 1973. CBGB. Anais ...Vol. 2, 26 páginas.

## 11.12.2 ILHA SOLTEIRA - RIO PARANÁ

### ▷ DESTAQUE: EMPREGO DE RADIOISÓTOPOS NA OMBREIRA ESQUERDA

#### 11.12.2.1 Introdução

A UHE Ilha Solteira está localizada no rio Paraná, nas proximidades da foz do rio São José dos Dourados, a 30 km da cidade paulista de Pereira Barreto e 60 km a montante da UHE Jupuí, ambas fazendo parte do chamado Sistema Urubupungá. O arranjo do aproveitamento é clássico em vales abertos, com as estruturas de concreto posicionadas no leito do rio e nas margens, ladeadas por extensas barragens de terra e/ou enrocamento (**Figura 11.12.1.1**, apresentada anteriormente). O local de implantação da barragem pertence à seqüência basáltica da formação Serra Geral e exhibe a ocorrência de quatro derrames superpostos, dentro dos limites de investigação em profundidade. Foco do presente capítulo são as características de condutividade hidráulica do maciço rochoso da ombreira esquerda, onde o barramento é constituído por uma estrutura de seção mista, representada por um corpo de enrocamento sobre o qual se apoia um aterro compactado, provido de um tapete de aterro que se prolonga para montante, aumentando o caminho de percolação pela fundação (**Figura 11.12.2.1**).



**Figura 11.12.2.1** - Ilha Solteira - Seção típica da barragem na margem esquerda (Andrade & outros, 1983).

#### 11.12.2.2 Geologia da ombreira esquerda

O topo do derrame II, que na ombreira esquerda se situa por volta da el. 270-275 m, é constituído por um horizonte de brecha basáltica muito intemperizada, formada por blocos de basalto vesículo-amigdaloidal imersos em uma matriz argilosa, contendo ainda corpos lenticulares de lava aglomerática, com elevado índice de vazios. Como não podia deixar de ser, os ensaios de permeabilidade realizados em sondagens neste horizonte registraram valores muito elevados, com frequentes perdas totais da água de circulação. O próprio contato entre os derrames II e III revelou-se, também, muito permeável, com absorção total da vazão da bomba nos ensaios EPA. Este contato mergulha suavemente para jusante e para o leito do rio, em torno de 0,2 a 0,5% (**Figura 11.12.2.2**).

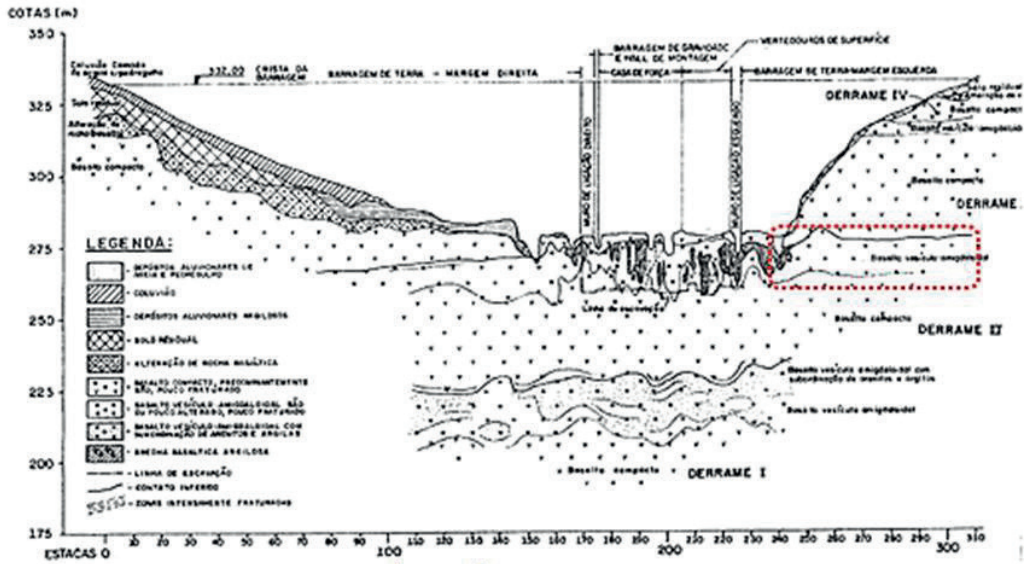


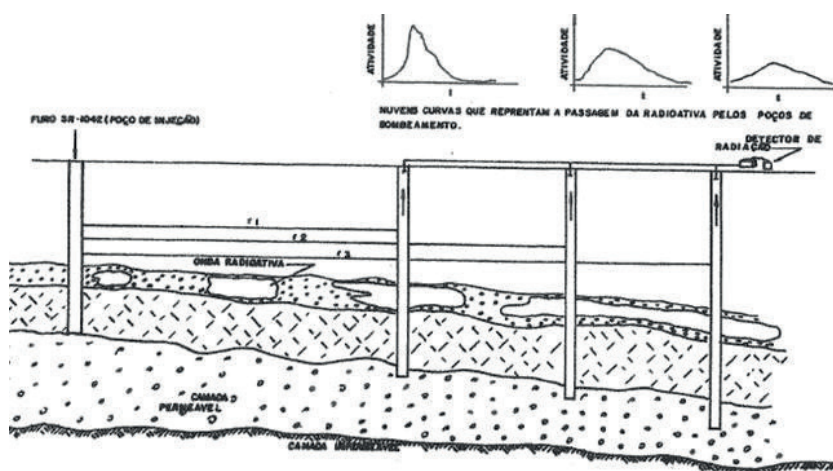
Figura 11.12.2.2 - Ilha Solteira - Seção geológica longitudinal. Assinalados o contato entre derrames III e II e o horizonte de brecha argilosa na base da ombreira esquerda (Andrade & outros, 1983).

Após a realização da campanha de sondagens mecânicas, a investigação das características de condutividade hidráulica do meio rochoso evoluiu para a adoção de técnicas de mais ampla escala, envolvendo porções significativas do substrato local. Ensaios de bombeamento realizados em poço profundos no interior da ensecadeira da margem esquerda, envolvendo a base do derrame III e o derrame II, registraram vazões elevadas, superiores a  $40 \text{ m}^3/\text{hora}$  em 73% dos casos e maiores do que  $65 \text{ m}^3/\text{hora}$  em 23% dos casos, revelando condutividade hidráulica do meio de longe superior à média em maciços basálticos (Nuske, 1970). A permeabilidade média do meio rochoso, envolvendo juntas-falhas de grande continuidade lateral, o contato entre derrames e o horizonte de brecha argilosa foi avaliada em  $5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ .

### 11.12.2.3 Teste com radioisótopos

Para determinar a velocidade de percolação da água nos horizontes de maior permeabilidade realizaram-se, também, testes de injeção de corante em um dos furos de sondagem na área da eclusa (ombreira esquerda), o SR-1042. As tentativas não tiveram, entretanto, resultados satisfatórios. Buscou-se, então, o emprego de traçadores radioativos, trabalho realizado dentro de um convênio de assistência técnica ente o IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo e o IEA - Instituto de Energia Atômica. Escolheu-se o isótopo  $^{131}\text{I}$  (iodo) para ser injetado em um furo de sondagem, com observação de seu registro em poços, sondagens e surgências em locais diversos na base da ombreira esquerda. A escolha do iodo como elemento a ser monitorado deveu-se a suas características favoráveis: a) trata-se de um isótopo pouco absorvido pelos materiais do meio por onde permeia; b) seu grau de solubilidade na água é grande; c) a radiação gama emitida é de energia intermediária facilmente detectada; d) sua meia vida de oito dias permite prolongar os ensaios por período superior a 30 dias; e) sua produção é dependente de processamento químico relativamente simples e f) sua concentração máxima permissível na

água é bem conhecida ( $60 \times \text{Ci}/\text{m}^3$ ). O radioisótopo foi dissolvido em solução de iodeto de sódio, não radioativo e introduzido no interior de um tubo plástico colocado dentro do furo de sondagem SR-1042, o mesmo utilizado nas tentativas anteriores de testes com corantes. Uma vez liberado o material radioativo no interior do furo, injetaram-se 15.000 litros de água provenientes de um carro-pipa, com vazão de 100 l/minuto. Periodicamente, introduzia-se uma sonda detectora no interior do furo SR-1042 para medir a variação de concentração da radioatividade contida na água. Efetuou-se a medição da passagem da nuvem radioativa nos poços artesanais a jusante da central de concreto, em poços próximos à ensecadeira de montante e nas surgências d'água visíveis na parede esquerda da escavação do vertedouro de superfície. O princípio da técnica radioisotópica para medição do caminho de percolação da água consistiu na identificação da passagem das nuvens pelos sucessivos poços de bombeamento (Figura 11.12.2.3).



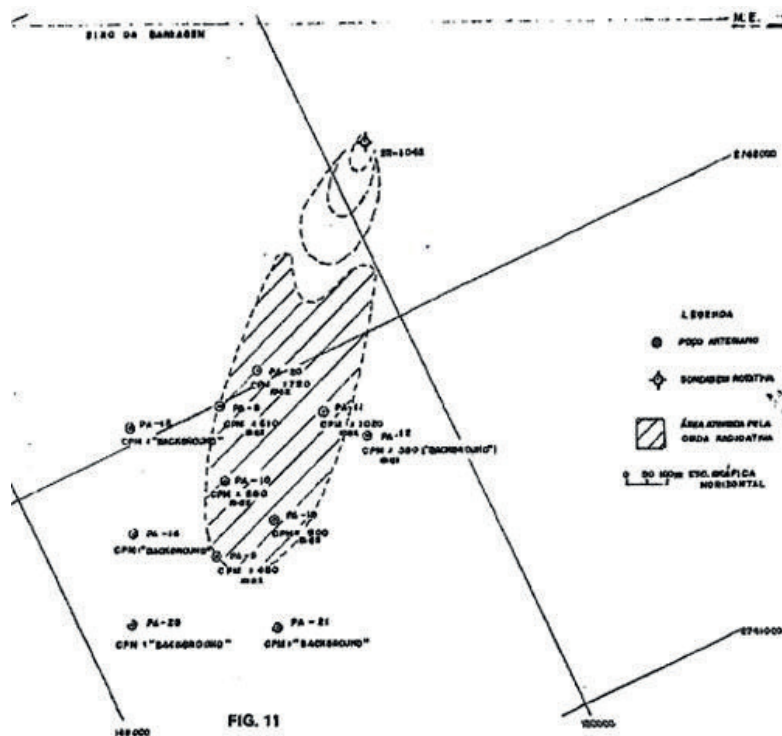
**Figura 11.12.2.3** - Ilha Solteira - Princípio da técnica de medição radioisotópica em sucessivos pontos de captação (Sanches & outros, 1975).

Decorridas cerca de 140 horas após a injeção, a sonda instalada na caixa d'água da estação de recalque número três registrou radioatividade na água que estava sendo bombeada. Uma unidade detectora móvel foi utilizada para identificar, dentre os vários poços de abastecimento daquela caixa d'água, de qual deles provinha a radioatividade. A chegada da onda radioativa ( $t_{ch}$ ) foi monitorada em vários poços artesanais de jusante, tendo-se deduzido os correspondentes tempos de trânsito ( $t_t$ ), conforme **Tabela 11.12.2.1**.

**Tabela 11.12.2.1** - Registro da chegada da onda radioativa (Sanches & outros, 1975)

Poço artesiano de monitoramento	Tempo de chegada $t_{ch}$ Horas	Tempo de trânsito ( $t_t$ ) Horas
PA-20	137	168
PA-8	155	179
PA-11	160	196
PA-10	210	244
PA-19	250	296
PA-9	290	338

O tempo de trânsito ( $t_c$ ) corresponde ao intervalo de tempo transcorrido desde a injeção até o instante que corresponde ao centro de gravidade da curva de distribuição da concentração radioativa versus tempo de passagem, isto é, ao centro da nuvem da **Figura 11.12.2.3**. Os resultados evidenciaram a existência de um conjunto de caminhos preferenciais de percolação no contato entre os derrames III e II e no horizonte de brecha argilosa. A orientação do fluxo d'água contendo o radioisótopo se efetuava a partir do furo de sondagem SR-1042 no sentido dos poços artesianos existentes na margem esquerda, a jusante da barragem (**Figura 11.12.2.4**).

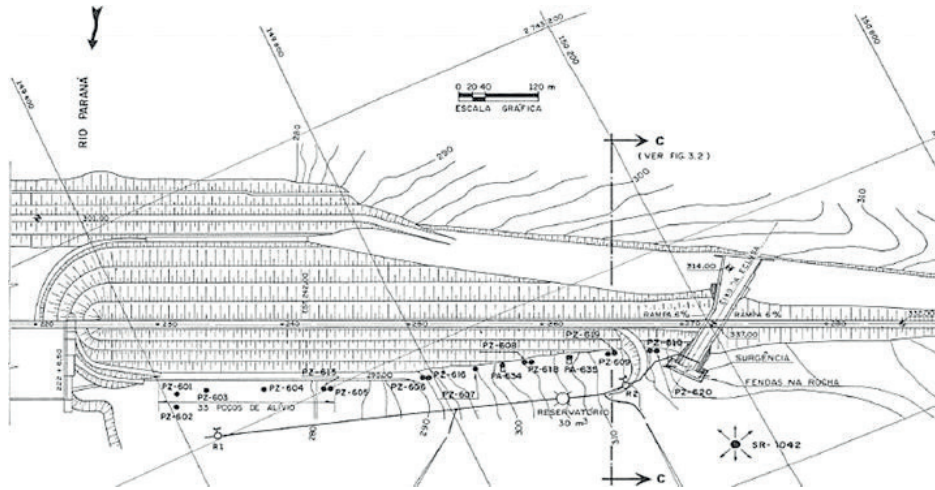


**Figura 11.12.2.4** - Ilha Solteira - Forma de ocorrência da onda radioativa (Sanches & outros, 1975).

A velocidade de escoamento foi avaliada em  $1,2 \times 10^{-2}$  cm/s, sendo o gradiente hidráulico médio de  $10^{-2}$  m/m. A concentração da radioatividade contida na caixa d'água esteve sempre bem abaixo da máxima permissível estabelecida pelas normas da Agência Internacional de Energia Atômica. O ensaio com  $^{131}\text{I}$  teve duração de 17 dias.

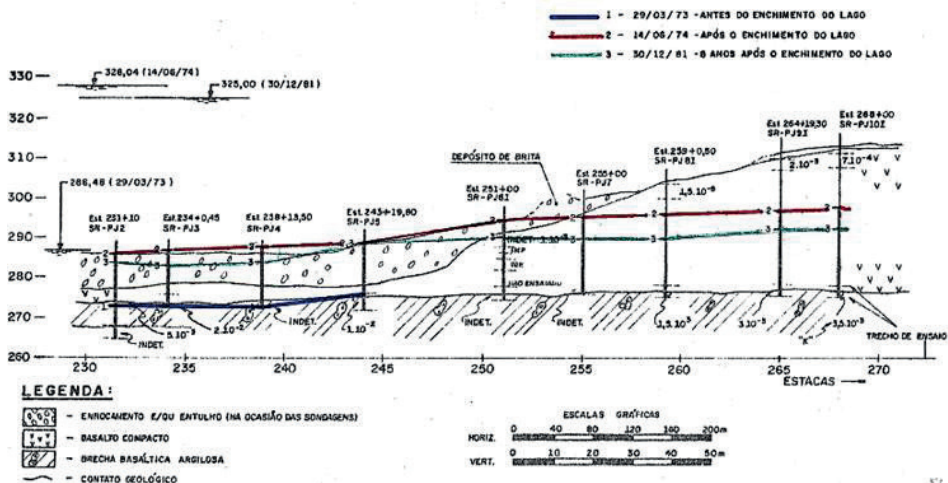
#### 11.12.2.4 Observações após o enchimento do reservatório

Quando do enchimento do reservatório, iniciado em mar/1973 (1ª etapa) e finalizado em mai/jun/1974 (2ª etapa), ao se alcançar a el. 328,00 m do nível d'água constatou-se o desenvolvimento de subpressões elevadas, com artesianismo (PZ-604), na região logo a jusante da barragem da margem esquerda, entre as estacas 231 e 244, em piezômetros (PZ-601 a PZ-604) implantados no contato do basalto compacto de fundação com o horizonte de brecha argilosa (El. ~ 275 m) (**Figura 11.12.2.5**).



**Figura 11.12.2.5** - Ilha Solteira - Planta da margem esquerda, com indicação de piezômetros e poços de alívio a jusante da barragem (Cardia, 1991).

Foram então executados 30 poços de alívio, ao longo do pé do talude jusante da barragem, entre estacas 230 e 245, com o propósito de aliviar as subpressões observadas. Os furos se aprofundaram até atravessar o horizonte de brecha argilosa, penetrando no basalto vesículo-amigdaloidal do derrame II, com espaçamento de 10 metros e diâmetro de 102 mm, tendo sido preenchidos com cascalho lavado. A eficiência da instalação se refletiu rapidamente na redução de carga, documentada na **Figura 11.12.2.6**.



**Figura 11.12.2.6** - Ilha Solteira - Margem esquerda - Seção geológica pelos piezômetros a jusante da barragem (Andrade & outros, 1963).

Três outros poços de alívio foram implantados em fev/mar/1975, para fazer face a acréscimos localizados de subpressão. Na mesma época, o PZ-608, localizado na estaca 259+05 m passou a apresentar comportamento errático, com oscilações métricas do nível d'água em poucos

minutos, além de artesianismo acompanhado por jorros de água e golfadas de ar. Em certas ocasiões ocorria apenas liberação de ar sob pressão. Tais manifestações podiam durar entre poucos minutos e até duas horas. Entre as possíveis causas aventou-se a hipótese de vazamentos em tubulações enterradas da rede de água e ar comprimido da obra. Tal hipótese foi considerada improvável devido à distância do piezômetro à rede (cerca de 50 metros), além do fato da rede passar a menos de um metro da superfície do terreno, enquanto o tramo poroso do piezômetro se estendia entre 25,76 e 28,42 metros de profundidade. Em mai/1975 o piezômetro PZ-607 passou a apresentar comportamento semelhante, com golfadas de água e ar sendo expelidas pelo seu topo, voltando em seguida ao comportamento anterior normal. Na mesma época, o PZ-609 registrou uma elevação do nível d'água superior a sete metros, não chegando, entretanto, a expelir água. Uma possível causa das súbitas manifestações registradas nos vários piezômetros foi atribuída à saturação do meio rochoso decorrente do enchimento do reservatório, quando teria ocorrido a expulsão de ar até então aprisionado em bolsões e cavidades existentes no horizonte de brecha argilosa e lava aglomerática. Tal hipótese, entretanto, não chegou a ser comprovada, tendo permanecido a questão em aberto. Todas as manifestações registradas naquela área da margem esquerda, em correspondência ao contato entre derrames III e II e ao horizonte de brecha argilosa do derrame II, atestaram a elevada condutividade hidráulica daquelas feições geológicas. O conhecimento de suas características hidrogeológicas, obtido através dos ensaios realizados e dos testes globais contribuiu para o adequado dimensionamento do sistema de drenagem, a favor do controle de subpressões e da segurança da obra.

### 11.12.2.7 Material consultado

- ANDRADE, C.M.M, TANIGUCHI, L. & SIGNER, S. – Ilha Solteira. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 303-338.
- CAMARGO, F.P. – Geologia Aplicada à Barragem de Ilha Solteira. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo. 1969. APGA. Anais...Vol. 3, 41 páginas.
- CARDIA, R.J.R. – Usina Ilha Solteira: avaliação hidrogeotécnica na margem esquerda. In: XIX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Aracaju, 1991. CBGB. Anais... Pág. 15-26.
- NUSKE, M.J. – Características hidrogeológicas do maciço rochoso de Ilha Solteira. In: II Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1970. APGA. Anais...Vol. 1, pág. 319-349.
- OLIVEIRA, A.M.S. – Aspectos geológicos do derrame basáltico principal da Barragem de Ilha Solteira – rio Paraná. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1969. APGA. Anais...Vol. 2, Tema 3, Trabalho II, 17 páginas.
- SANCHES, W., GUIDICINI, G. & SILVA, R.F. - Condições de percolação d'água na ombreira esquerda de Ilha Solteira, Rio Paraná, utilizando técnicas radioisotópicas. Instituto de Energia Atômica, 17 pág. - (Publicação IEA, nº 339). 1975.
- SILVA, R.F. – Perda de carga na canalização utilizada nos ensaios de perda d'água sob pressão na obra de Ilha Solteira. In: II Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1970. APGA. Anais...Vol. 1, pág. 309-317.
- VARGAS, M. & RE, G. – Investigações geológicas e de Mecânica de Rochas para o projeto de fundações das barragens de Urubupungá. In: IX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. 1973. CBGB. Anais ...Vol. 2, 26 páginas.

## 11.13 ITÁ - RIO URUGUAI

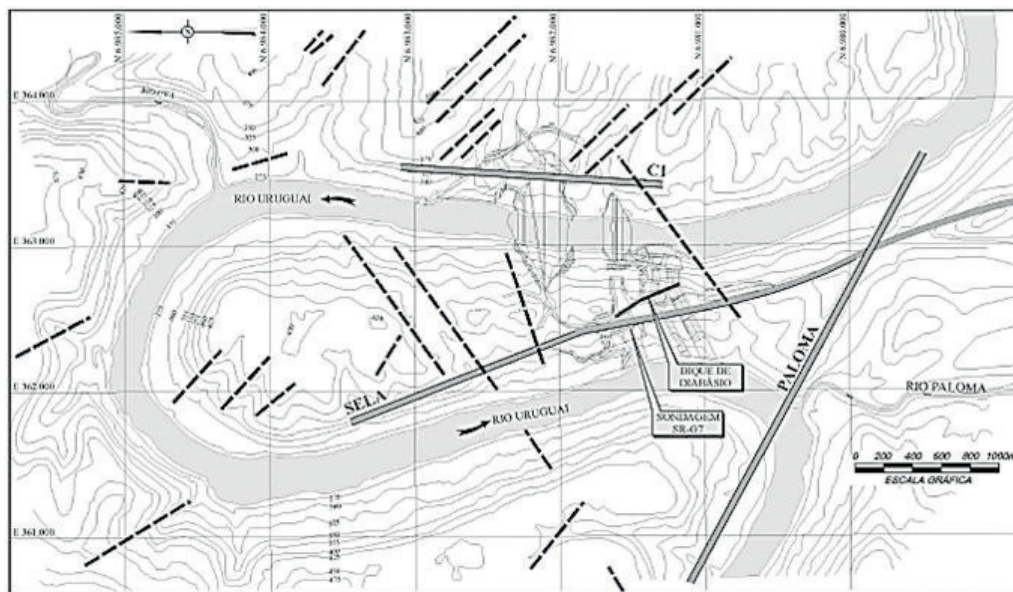
### ▷ DESTAQUE: TENSÕES RESIDUAIS NOS TUNEIS DE ADUÇÃO E DESVIO

#### 11.13.1 Introdução

A UHE Itá se localiza em uma volta fortemente encaixada do rio Uruguai, na divisa dos estados de Rio Grande do Sul e Santa Catarina. O rio é represado por uma barragem de enrocamento com face de concreto, com 125 metros de altura. O arranjo das obras compreende cinco túneis de desvio e cinco túneis de adução, com cobertura máxima de 55 metros.

#### 11.13.2 Geologia local e o fenômeno de deslocamento

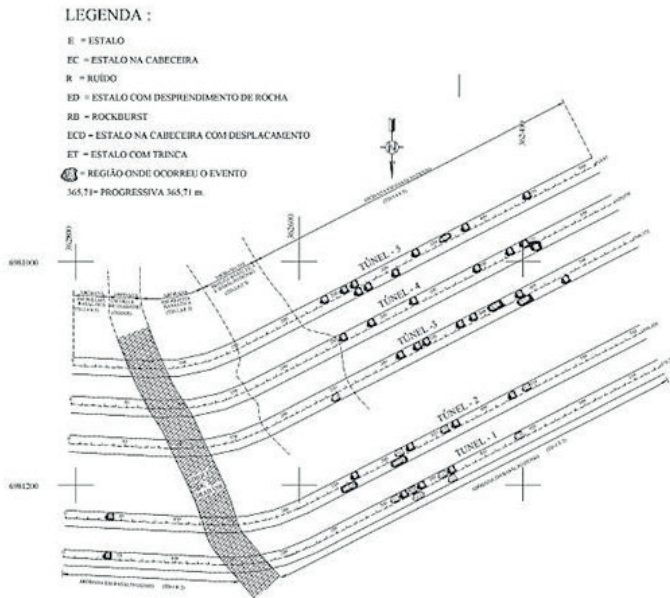
Na área do empreendimento foram identificados sete derrames basálticos superpostos, totalizando cerca de 400 metros de espessura, capeando as rochas sedimentares da formação Botucatu. As principais estruturas geológicas foram identificadas através de mapeamento de superfície, investigações mecânicas de subsuperfície, interpretação aerofotogramétrica e geofísica e são documentadas na **Figura 11.13.1**.



**Figura 11.13.1** - Itá - Principais alinhamentos estruturais (Mafra & Araújo, 2003).

Durante as escavações dos túneis de desvio foram registradas numerosas manifestações de alívio de tensões, de elevada intensidade, apesar da pequena cobertura de rocha na dorsal em que foram implantados. Todos os túneis apresentaram o fenômeno de deslocamento da rocha, acompanhado por estalos, durante as escavações, fato não registrado anteriormente em maciços basálticos. Até então (2000), o processo de deslocamento em usinas hidrelétricas havia sido constatado somente nos túneis da UHE Capivari-Cachoeira, construída em

rochas granito-gnáissicas na década de 60 e localizada na Serra do Mar no Estado do Paraná. A **Figura 11.13.2** documenta o tipo de manifestação registrada em cada um dos cinco túneis de desvio, em Itá, variando entre ruídos, estalos e *rockburst* (deslocamento).



**Figura 11.13.2** - Itá - Tipos de manifestação registrados nos túneis de desvio (Mafra & Araújo, 2003).

Em Itá, o maciço rochoso se encontrava submetido a um estado de tensões incompatível com a pequena profundidade em que os túneis foram implantados, inferior à centena de metros, considerando apenas as ações gravitacionais (Mafra & Araújo, 2003), sendo que a manifestação de alívio de tensões resultou na formação de capelas no teto dos túneis, documentadas na **Figura 11.13.3**.



**Figura 11.13.3** - Itá - O deslocamento de rocha se concentrou na abóbada dos túneis, configurando capelas (Mafra & Araújo, 2003).

Em Itá, indícios sobre a existência de altas tensões haviam sido detectados durante a campanha de investigações, quando uma das sondagens (SR-G7) mostrou, em um trecho com cerca de cinco metros de extensão, empastilhamento típico de zonas com concentração de tensões, com formação de discos de rocha com um a dois centímetros de espessura. Em um dos túneis de adução (F-5) foram feitos ensaios para identificação e caracterização do estado de tensões, tendo-se determinado tensões principais maior, intermediária e menor de 30 a 50 MPa, 5 MPa e 1 MPa, respectivamente. Para tanto, foi empregada a técnica de sobrefuração com o STT (*Stress Tensor Tube*), modelo do cilindro sensível do LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa. Considerando a tensão vertical atuante, resultou um coeficiente  $K_0$  da ordem de 6 a 10 (Nieble & Kanji, 2006). Em decorrência disso, para fins de projeto, o maciço rochoso que normalmente seria classificado como pertencente às Classes I e II teve que ser reclassificado para as Classes III e IV, com reflexos no sistema de estabilização da seção. O SRF (*Stress Reduction Factor*) inicialmente adotado como unitário teve que ser incrementado para valores de 2,5 até 25. A análise das ocorrências registradas na escavação dos túneis indica que os fenômenos foram causados pela atuação de tensões horizontais transversais a seu alinhamento.

Estudo realizado por Barton (Barton & Infanti Junior, 2003) indicou que dois derrames pouco espessos (H e I) concentraram tensões residuais elevadas de direção horizontal e anisotrópicas, com magnitude da ordem de 30 MPa (N-S, em direção quase normal ao eixo dos túneis) e 5 MPa (E-W). Foram também realizados ensaios de hidrofraturamento (Mafra, 2001) segundo metodologia proposta por Kanji (1998), tendo-se determinado que a tensão vertical atuante era de 1 MPa, confirmando assim os resultados dos ensaios feitos com STT e com a tensão calculada.

### 11.13.3 Considerações finais

Em princípio, as tensões existentes em determinado ponto no interior de um maciço rochoso decorrem do peso das camadas de rocha sobrepostas. O tectonismo, entretanto, modifica de diversas formas essa situação teórica, podendo induzir altas componentes de tensões horizontais, principalmente em meios rochosos rígidos, como no caso do maciço basáltico de Itá, reconhecidamente de alta resistência mecânica. Tensões de tração e compressão elevadas podem ultrapassar o limite de resistência da rocha, causando, durante a abertura de obras subterrâneas, manifestações de natureza variada, tais como deslocamento na abóbada e em paredes, até violentas explosões e projeção de fragmentos rochosos. No projeto de obras subterrâneas, o conhecimento prévio do campo de tensões do maciço rochoso constitui valiosa informação na definição da orientação a ser adotada para as referidas obras. Experiências em campo nacional e internacional indicam que, na presença de tensões horizontais preponderantes, o eixo das escavações subterrâneas deve ser orientado (quando possível) no mesmo alinhamento, contribuindo assim para reduzir as possíveis manifestações causadas pela concentração de tensões em determinados pontos da seção escavada. No caso de Itá, buscou-se, também, atribuir as causas da concentração de tensões horizontais na direção N-S à configuração fisiográfica local, dada a presença de condições geométricas que foram consideradas favoráveis ao aparecimento do fenômeno, tais quais o profundo vale com curvas acentuadas, encostas íngremes e grandes alturas de denudação. Deve-se registrar que a magnitude de tensões horizontais apresentada por Mafra & Araújo (2003) foi contestada por Brito & Figueiredo (2004), que consideraram os valores apresentados excessivamente altos. Os autores (Mafra & Araújo) tiveram direito de resposta em Solos & Rochas (Vol. 27, janeiro/abril 2004, pág. 110-114).

### 11.13.4 Material consultado

- BARTON, N. & INFANTI JUNIOR, N. – Interpretation of exceptional stress levels from back-analysis of tunnelling problems in shallow basalts at the ITA Hydroelectric Power Project in S.E. Brazil. In: III Asian Rock Mechanics Symposium. Kyoto, Japão. 2004. 6 páginas.
- BRITO, S.N.A. & FIGUEIREDO, R.P. – Discussão: O estado de tensões virgens no maciço rochoso da UHE Itá. 2004. In: Solos e Rochas, Vol. 27, pág. 105-109.
- INFANTI, JR. N., TASSI, P.A., MAZZUTTI, R., PILLER, M. & MAFRA, J.M.Q. – Tensões residuais nas obras subterrâneas da UHE Itá. In: XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte. CBGB. 1999. Anais...Vol. 2, pág. 417-426.
- KANJI, M.A. – Experiences with hydro-jacking tests for the state of stress determination in jointed rock masses. Proc. 5th South American Congress on Rock Mechanics. Santos, SP. V.I, pág. 99-105. 1998.
- KANJI, M.A. – In situ stress determination by hydro jacking tests on fractures rock mass. XII Congresso Internacional da International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering. Beijing, China. 2011.
- MAFRA, J.M.Q. – Estudo de tensões virgens em maciços rochosos: o caso UHE Itá. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas – UFOP. 2001. 200 páginas.
- MAFRA, J.M.Q. & ARAÚJO, L.G. – O estado de tensões virgens no maciço rochoso da UHE Itá. 2003. In: Solos e Rochas, Vol. 26, pág. 97-113.
- MAFRA, J.M.Q. & ARAÚJO, L.G. – Discussão: Direito de resposta. 2004. In: Solos & Rochas, Vol. 27, pág. 110-114.
- NIEBLE, C.M. & MIDEA, N.F. – Métodos de determinação de tensões virgens em maciços rochosos. In: III Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1971. APGA. Anais...Pág. 423-452.
- NIEBLE, C.M. & KANJI, M. A. – Estado de tensões anômalas em maciços rochosos do Brasil e seus efeitos em obras de engenharia. In: STRAUSS, M. & GOBBI, F. (Editores) – GEOSUL 2006. V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Sul do Brasil. Porto Alegre, RS. 2006. 6 páginas.
- SILVESTRINI, L.J. – Estado de tensões anômalas em maciços rochosos: influência em escavações subterrâneas na região Sul do Brasil. Trabalho de conclusão de curso. UFSC. Florianópolis, 215. 105 páginas.

## 11.14 ITAIPU - RIO PARANÁ

### ▷ DESTAQUES: JUNTAS-FALHAS NA FUNDAÇÃO E A IMPLANTAÇÃO DE CHAVETAS

#### 11.14.1 Introdução

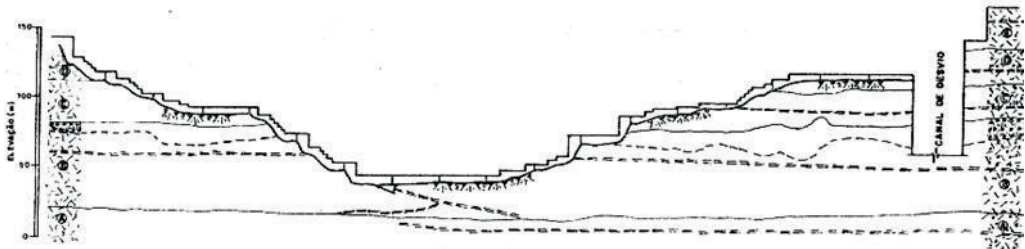
A Usina Hidrelétrica de Itaipu se localiza no rio Paraná, na fronteira com o Paraguai, 14 km a montante das cidades de Foz do Iguaçu e Ciudad del Este. O projeto da Itaipu consiste em uma sequência de estruturas que somam 7.919 m de extensão e alcançam, em correspondência ao leito do rio, a altura de 196 metros. A **Figura 11.14.1** mostra a parte central do arranjo, formada pelas estruturas de concreto.



**Figura 11.14.1** - Itaipu - Arranjo geral (internet).

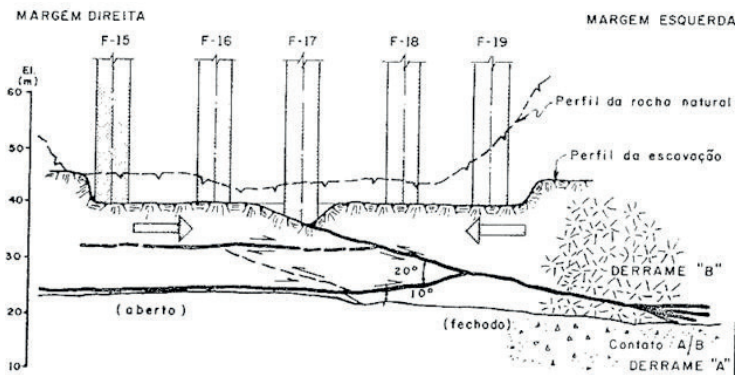
### 11.14.2 Geologia

Na área do projeto, o rio Paraná escoia por um canyon de 125 metros de profundidade e cerca de 400 metros de largura. O maciço rochoso é constituído, dentro dos limites de interesse ao projeto, pela seqüência de cinco derrames basálticos superpostos, com leve mergulho ( $2^{\circ}$ ) para nordeste e espessura variável entre 20 e 65 metros, numerados de A até E, de baixo para cima. Cada derrame apresenta características estruturais e geomecânicas próprias, que condicionaram seu aproveitamento como material de construção ou sua forma de tratamento. As investigações por sondagens e poços e os trabalhos de mapeamento nas paredes do *canyon* mostraram que a cada derrame está associada uma descontinuidade, de andamento subhorizontal, isto é, paralela a topo e base e que, de alguma forma, teve implicações no projeto das estruturas de barramento e no dimensionamento das escavações. A **Figura 11.14.2** apresenta uma seção longitudinal esquemática pelo eixo da barragem, podendo-se observar a atitude e posicionamento das referidas descontinuidades.



**Figura 11.14.2** - Itaipu - Seção geológica longitudinal esquemática vista de jusante (Barbi, 1983).

Nesta seção é possível observar a presença de duas descontinuidades que se cruzam na parte mais profunda do vale, dentro do derrame B. As descontinuidades, que procedem de ambas as margens, mantendo-se paralelas ao contato entre derrames A e B, ou se confundindo com o próprio, ao atingirem a zona do talvegue infletem para cima, ambas com ângulo médio de  $10^\circ$  com a horizontal. A descontinuidade que provém da ombreira direita morre de encontro à que vem da ombreira esquerda. Esta última prossegue subindo até alcançar o leito do rio. A **Figura 11.14.3** oferece mais detalhes, podendo-se observar a presença de uma segunda descontinuidade vindo da ombreira direita, que também morre de encontro à que provém da ombreira oposta. Esta segunda descontinuidade no derrame B foi identificada com o avanço dos trabalhos, podendo representar uma ramificação da primeira.



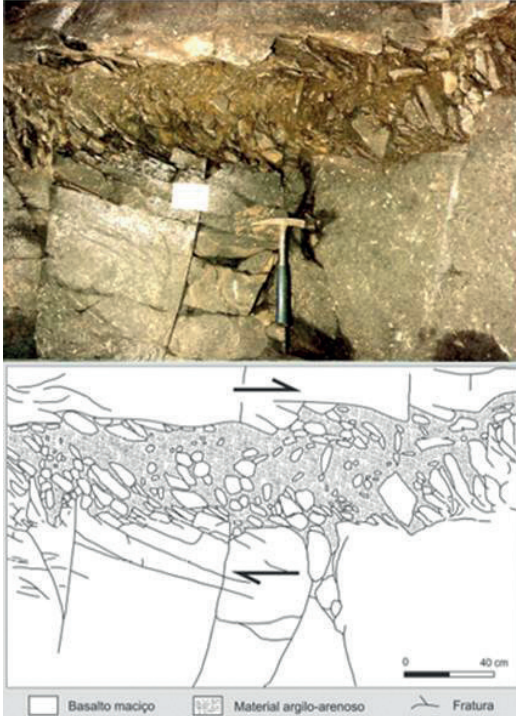
**Figura 11.14.3** - Itaipu - Seção geológica simplificada no talvegue do rio Paraná, mostrando a estrutura de "falhamento em bigode" (Barros & Guidicini, 1981).

Estudos detalhados através de poços e túneis mostraram que as descontinuidades representam zonas de material intensamente fraturado, com frequente presença de argilas. Essas descontinuidades podem variar em aspecto desde a simples junta de abertura milimétrica, com contato rocha-rocha, até pacotes de rocha fortemente fraturada e intemperizada, com espessura da ordem de grandeza métrica, até "caixas" de material argiloso contendo fragmentos de rocha, com algumas dezenas de centímetros de espessura. Uma mesma descontinuidade pode apresentar mudanças de aspecto na distância horizontal de poucas dezenas de metros. A **Figura 11.14.4** mostra uma junta-falha com forte preenchimento em argila plástica, "ensanduichada" em maciço de rocha sã.



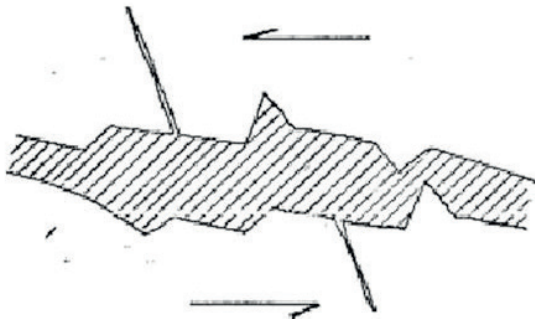
**Figura 11.14.4** - Itaipu - Aspecto de junta-falha inserida em maciço basáltico de rocha sã (Itaipu Binacional, 1982).

Tais discontinuidades exibiam, com frequência, indícios de movimentação relativa das faces, tendo a porção superior do maciço se deslocado em relação à parte inferior. No sítio, constatou-se que a movimentação da porção superior ocorria invariavelmente convergindo para o centro do vale, onde o rio corria encaixado. Além dos deslocamentos relativos das partes, outros indícios de movimentação consistiam na orientação de fragmentos de rocha cataclasada ao longo da caixa e na presença de estrias de fricção, fato documentado pela **Figura 11.14.5**, a seguir.



**Figura 11.14.5** - Itaipu - Fragmentos de rocha isorientados, preenchendo uma caixa da junta-falha e revelando o sentido de movimentação (Acima: Itaipu Binacional, 1982; Abaixo: Representação da imagem por Curti, 2011).

Ao longo dos túneis e galerias, abertos acompanhando as principais discontinuidades subhorizontais do maciço, deslocamentos e rejeitos foram registrados praticamente em todos os casos, a menos do contato entre os derrames A e B, que não possuíam feições comuns que servissem de referência. Ao longo das juntas-falhas, a medição de rejeitos entre fraturas deslocadas, acima e abaixo da discontinuidade, era a forma mais segura de documentar a quantidade de deslocamento. A **Figura 11.14.6** ilustra esse aspecto.



**Figura 11.14.6** - Itaipu - Critério de medição de deslocamentos ao longo de juntas-falhas (Itaipu Binacional, 1982).

A tese de que as juntas com preenchimento argiloso apresentavam baixa condutividade hidráulica teve que ser revista, pois a abertura de túneis ao longo das mesmas mostrou que o preenchimento não era total, permitindo a existência de vazios em quase toda sua extensão, ou em suas imediações, com a formação de caminhos preferenciais por onde a água fluía francamente e se deslocava facilmente de um ponto para outro, podendo carrear o material de preenchimento. Trata-se, assim, de horizontes onde as subpressões poderiam se desenvolver e atuar em grandes áreas e onde as injeções de cimento teriam baixa eficácia. A origem dessas feições, denominadas juntas-falhas, decorre da associação de duas etapas, cronologicamente diferenciadas. Considera-se que o surgimento das juntas de grande continuidade seja intrínseco à morfogênese do derrame, como reflexo do processo de resfriamento e solidificação da lava. Já, a movimentação observada ao longo dessas juntas resulta da atuação de tensões horizontais, que tanto podem ser de origem tectônica, quanto induzidas pelo alívio de tensões verticais decorrente da formação do próprio *canyon*. No sítio da barragem de Itaipu, a evolução fisiográfica se deu pela remoção, por erosão, de um determinado capeamento de rocha, com o conseqüente alívio de tensões verticais e pelo entalhe do profundo vale, com o conseqüente alívio das tensões horizontais. Deslocamentos do maciço rochoso devem então ter se processado, em razão do duplo desconfinamento, vertical e lateral, tendo sido provavelmente mais pronunciados na porção superior do vale. No fundo do *canyon*, o alívio de tensões verticais correspondeu à remoção de uma cobertura de, pelo menos, 140 metros de espessura de rocha. Não se descarta, evidentemente, a possível contribuição de esforços de origem tectônica, que seriam liberados à medida que o vale fluvial sofria aprofundamento, dentro do quadro de neotectonismo, como reflexo dos esforços continuamente gerados na região mesoatlântica. Um terceiro fator contribuinte recai no processo de subsidência regional que afetou a bacia do Paraná, como conseqüência de progressiva sobrecarga devida à acumulação de sedimentos e rochas basálticas. A subsidência pode ter induzido a acumulação de tensões horizontais, que somente se manifestaram por ocasião do desconfinamento lateral decorrente do entalhe do vale. Por outro lado, o intemperismo também deixou seu registro, tendo atuado mais intensamente ao longo das descontinuidades do que na massa rochosa adjacente e propiciando a decomposição dos fragmentos rochosos, sendo mais intenso quanto mais próximo da superfície do terreno. Quanto aos contatos entre derrames, mereceram destaque aqueles entre os derrames A e B e entre os derrames C e D, abertos, que se revelaram portadores de argila e francamente permeáveis.

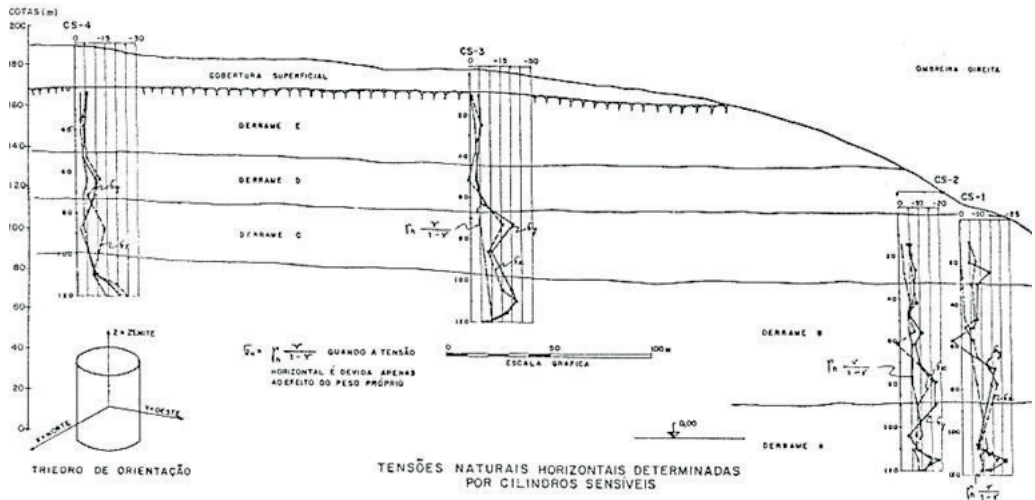
### 11.14.3 Caracterização geomecânica

As principais feições geológicas foram submetidas a ensaios de caracterização geomecânica, seja através de ensaios *in situ*, seja em laboratório. Os primeiros foram executados em nichos e galerias escavados a partir de um poço vertical localizado na margem direita, com 107 metros de profundidade. As feições ensaiadas foram o contato A/B, a junta-falha do derrame B e a brecha basáltica, através de ensaios de cisalhamento em blocos de 1,0 x 1,0 x 0,5 m e de deformabilidade utilizando placas rígidas de 0,8 m de diâmetro. Em laboratório, os ensaios de caracterização foram feitos sobre amostras de sondagens feitas com diâmetro de 8", bem como em corpos de prova retirados das galerias. Dentre os ensaios de laboratório, constam compressão triaxial, uniaxial, diametral, *creep-tests* e desagregabilidade. A **Tabela 11.14.1** apresenta as principais características das descontinuidades submetidas a ensaios.

Tabela 11.14.1 – Itaipu – Características de descontinuidades (Barbi, 1983)

Descont.	Cota (m)	Abertura máxima (cm)	Preenchimento	C (kg/cm <sup>2</sup> )	(°)	Kn (kg/cm <sup>2</sup> )	Kt (kg/cm <sup>2</sup> )
E	158	2-5	Argila verde	0	25-30	---	---
D	125	1-20	Argila plástica amarela	0	25	200	50
C	103	1-2	---	0	30	250	50
B	55-60	1-2	Argila e calc. Quartzo	0	30	200	50
A	6-12	5	Argila e silte	0	25-30	---	---

Em 1977 foram realizadas no sítio da barragem medições do estado de tensões naturais no interior do maciço rochoso, que evidenciaram valores relativamente baixos de tensões horizontais, embora superiores às tensões litostáticas. A **Figura 11.14.7** documenta, em cada furo, a relação entre tensões naturais devidas apenas ao efeito do peso próprio e medidas, mostrando o incremento destas últimas com o aumento da profundidade.



**Figura 11.14.7** – Itaipu – Tensões naturais horizontais determinadas por cilindros sensíveis (Barros & Guidicini, 1981).

#### 11.14.4 As chavetas

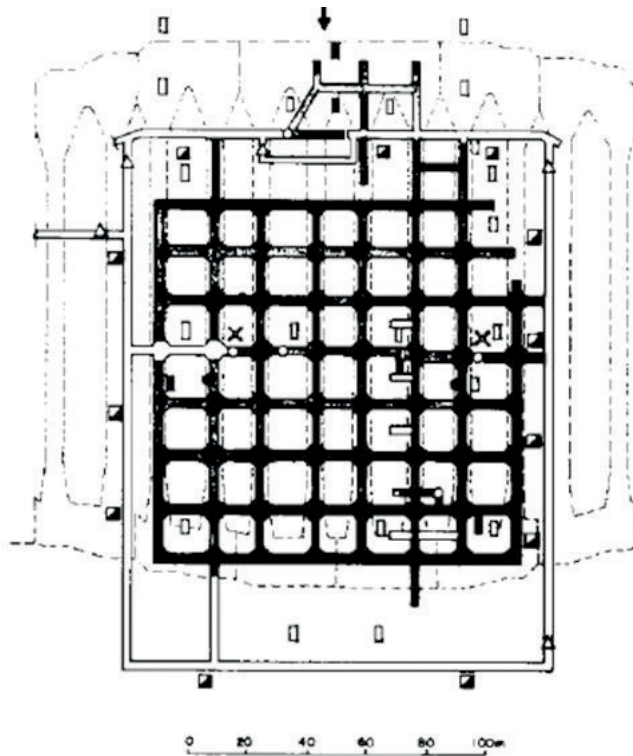
Os blocos mais altos da barragem principal, com mais de 180 metros de altura, estão localizados no centro do vale, trecho em que ficou caracterizada a existência de elementos de fraqueza estrutural no maciço rochoso, capazes de condicionar a estabilidade das estruturas, em termos de resistência e deformabilidade, entre as elevações de 20 m e 30 m, aproximadamente. Na referida área, foram identificados três níveis principais de descontinuidades, sendo que o nível médio de fundação das estruturas se situava na elevação aproximada de 40 m. A descontinuidade de elevação 20 m é um contato entre derrames e constituía o principal condicionante aos fins da estabilidade da barragem. As outras duas descontinuidades são juntas-falhas subhorizontais, com

indícios de movimentação e material cataclasado contendo argilas plásticas. Para estudo em modelo matemático pelo método dos elementos finitos, foram definidas as principais características geomecânicas conforme segue:

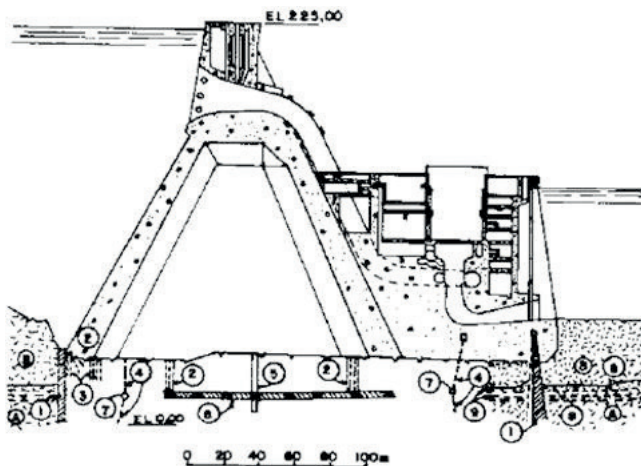
- a) o maciço rochoso foi considerado elástico, isotrópico, não resistente à tração, com módulos de deformabilidade de 20 e 15 GPa para o basalto denso e basalto vesicular com brecha, respectivamente;
- b) para a descontinuidade da elevação 20 m, foi idealizada uma junta com comportamento elasto-plástico, com os seguintes parâmetros:  $\phi = 25^\circ$ ,  $c = 0,0 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $K_t = 5 \text{ Mpa/cm}$  e  $K_n = 15 \text{ Mpa/cm}$ ;
- c) os parâmetros elásticos para o concreto foram  $E = 30 \text{ GPa}$  e o coeficiente de Poisson  $= 0,2$ .

Os resultados dos estudos por elementos finitos indicaram que não se alcançavam os coeficientes de segurança requeridos, devendo-se introduzir alguma modificação no projeto. Buscou-se reduzir a subpressão atuante na descontinuidade, inserindo-se um túnel perimetral de drenagem na elevação da descontinuidade, de modo a envolver toda a área em questão. Entretanto, apesar dos coeficientes de segurança estabelecidos terem sido alcançados no caso de carregamento normal, o mesmo não ocorreu no caso de cargas excepcionais, devido à variação dos parâmetros de resistência da descontinuidade, o que determinou a busca de uma solução técnica mais efetiva. A solução adotada consistiu em incorporar ao projeto um sistema de chavetas de concreto na fundação, interceptando as descontinuidades, de modo a aumentar a resistência global ao cisalhamento e a rigidez normal ao longo das referidas descontinuidades. Este tratamento foi executado ao longo das zonas cisalhadas na fundação dos blocos situados no leito do rio e no contato entre derrames C e D sob os blocos de ligação na margem direita. A **Figura 11.14.8** documenta a distribuição das chavetas na fundação da barragem principal e da casa de força. A mesma figura indica também o plano de instrumentação adotado, para monitoramento das estruturas.

As chavetas foram dispostas formando uma rede ortogonal (8 x 8) dentro da área limitada pelo sistema de drenagem de fundação. A seção mínima de cada chaveta foi definida em 3,5 m x 2,5 m, chegando a ter até 7,0 m de altura no caso de vários níveis de descontinuidades superpostas. A **Figura 11.14.9** traz uma seção transversal da tomada d'água/casa de força e indica a localização dos principais elementos do conjunto barragem/fundação.



**Figura 11.14.8** - Itaipu - Distribuição das chavetas de concreto na fundação da barragem principal e da casa de força (Barros & outros, 1982).



**Figura 11.14.9** - Itaipu - Seção transversal pela barragem principal e casa de força (Barros & outros, 1982).  
 Legenda: (1) cortina de injeções; (2) injeções de contato; (3) injeções de consolidação; (4) furos de drenagem; (5) poços de acesso e prospecção; (6) chavetas de concreto; (7) túnel de drenagem; (8) basalto denso; (9) brecha; (A) (B) designação do derrame.

Para constituição das chavetas, o concreto era lançado a partir da superfície do terreno, através de furos verticais com diâmetro entre 6" e 8", com espaçamentos variáveis. Para enchimento da última camada em contato com a abóbada foi utilizado um composto expander, de modo a minimizar a ocorrência de vazios. Ao término da concretagem, foi feita a injeção sistemática da abóbada das chavetas, através de furos abertos na superfície da fundação, visando eliminar possíveis vazios remanescentes. No leito do rio, toda a área tratada por chavetas foi contornada por um túnel de drenagem, local de convergência e medição de vazões, visível na **Figura 11.14.8**,

apresentada anteriormente. A execução desse tratamento em subsuperfície representou a escavação de 3.160 m de túneis para chavetamento, acrescidos de 700 metros referentes ao túnel de drenagem perimetral.

### 11.14.5 Considerações finais

A UHE Itaipu, construída entre 1975 e 1983, representou o vasto campo de aplicação do conhecimento adquirido progressivamente na área da Geotecnia com as grandes obras que vinham sendo projetadas e construídas em região basáltica da Bacia do Paraná (Xavantes, São Simão, Ilha Solteira, Três Irmãos, Foz do Areia, Porto Primavera, etc). Em Itaipu, o maior desafio em termos de fundação consistiu em dotar as estruturas de barramento de condições adequadas de segurança contra o deslizamento, pela inserção na fundação de elementos de resistência moldados in loco, as chavetas de concreto. Sobre a experiência, bem sucedida, existe extensa literatura técnica que aborda as etapas de monitoramento pré e pós enchimento do reservatório, sendo alguns dos principais artigos relacionados no **item 11.14.6**, a seguir. Essa experiência pioneira com chavetas tem sido referência para a adoção do mesmo recurso em outras barragens no país, seja em galerias subterrâneas, a semelhança de Itaipu, seja em superfícies de escavação a céu aberto, quando as descontinuidades são interceptadas por escavações complementares, posteriormente preenchidas com concreto.

### 11.14.6 Material consultado

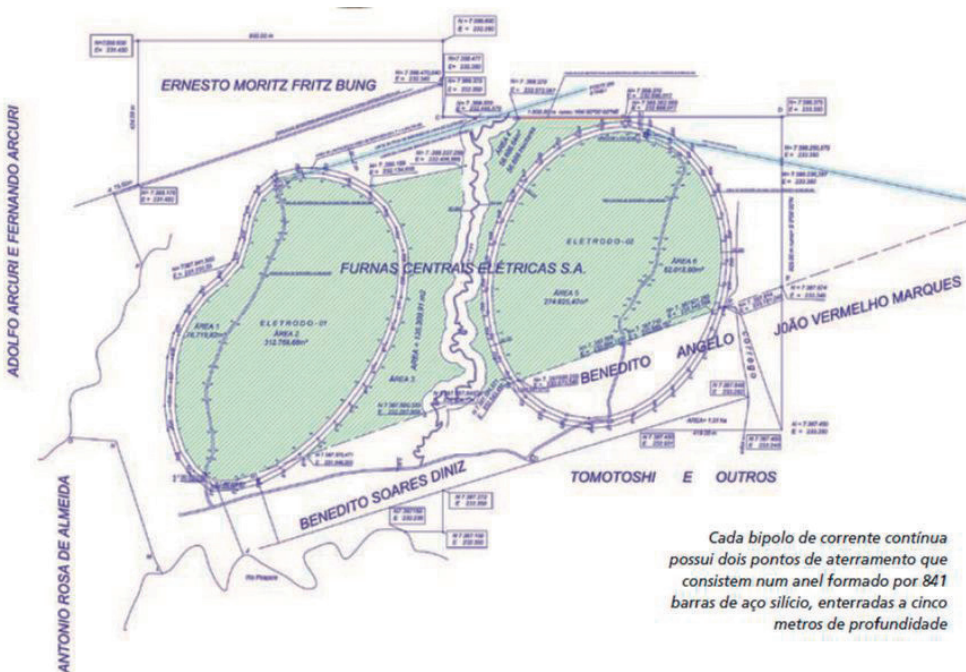
- ABRAHÃO, R.A. - Seepage analysis for Itaipu dam through electrical analogy. In: Simpósio Internacional de Mecânica das Rochas, Rio de Janeiro. 1978. Anais...Vol. 1, pág. 129-143.
- ABRAHÃO, R.A. - Problemas relacionados com a fundação dos blocos mais altos da barragem de Itaipu. Abril/1982. Relatório DGMRI-00-065-82. 181 páginas.
- ABRAHÃO, R.A., SILVEIRA, J.F.A. & BARROS, F.P. - Itaipu main dam foundations: design and performance during construction and preliminary filling of reservoir. In: V International Congress on Rock Mechanics. Melbourne, 1983. ISRM. Ed. A.A. Balkema, Vol. 1, pág. 191-197.
- BARBI, A.L. - Comportamento do maciço rochoso em função da escavação do canal de desvio do rio da Usina de Itaipu. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Itapema, 1981. ABGE. Anais...Vol. 2, pág. 463-485.
- BARBI, A.L. - Itaipu. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 339-370.
- BARBI, A.L., SIQUEIRA, G.H., GOMBOSSY, Z.M. & PORTO, E.O. (1982) - Problemas relacionados com a fundação dos blocos mais altos da Barragem de Itaipu. Relatório DGMRI-00-065-82 (Abril/1982). Itaipu Binacional. 191 páginas.
- BARROS, F.P. & GUIDICINI, G. - Um processo natural de alívio de tensões e o projeto de drenagem das fundações da barragem de Itaipu. In: XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Recife, 1981. CBGB. Anais...Vol. 1, Tema 1. Pág. 519-539.
- BARROS, F.P., CARVALLO, J.C., MARTINEZ, L. & MARTINELLI, D.A.O. - Itaipu project: geomechanical model safety assesment. In: XIV Congress on Large Dams. Rio de Janeiro, 1982. ICOLD/CBGB. Anais...Vol. 1, pág. 1219-1244.
- BARROS, F.P., SILVEIRA, J.F.A. & ABRAHÃO, R.A. - Fundações da barragem principal de Itaipu: projeto e desempenho durante a construção e enchimento parcial. In: VII Congresso Brasileiro

- de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda/Recife, 1982. ABMS. Anais...Vol. 6, pág. 185-205.
- BARROS, F.P. & BARBI, A.L. – Análise do comportamento das fundações das estruturas de concreto de Itaipu. In: XV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. 1975. CBGB. Anais... Vol. 1, pág. 287-310.
- CAMARGO, F.P., LEITE, C.A.G., BERTIN NETO, S., MALDONADO, F. & CRUZ, P.T. – Development of conceptual geomechanical models for foundations of concrete dam: approach applied to three projects. In: International symposium on rock mechanics related to dam foundation. Rio de Janeiro, 1978. ISRM/ABMS. Anais...Vol. 1, pág. II 57-78.
- CARIC, D.M., EIGENHEER, L.P.Q.T., URIARTE, J., SZPILMAN, A., GALLICO, A. & SARKARIA, G.S. – Itaipu main dam: geological and geotechnical features affecting the design. In: XIV Congress on Large Dams. Rio de Janeiro, 1982. ICOLD/CBGB. Anais...Vol. 2, pág. 219-240.
- GOMBOSSY, Z.M., BARBI, A.L. & SIQUEIRA, G.H. – Injeções de cimento na fundação da barragem principal de Itaipu. In: XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Recife, 1981. CBGB. Anais...Vol. 1, pág. 225-245.
- GUIDICINI, G. – Discussão. In: XIV Congresso Internacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1982. CIGB/ICOLD. Anais...Vol. V, pág. 307-310,.
- LIMA, V.M.S., ABRAHÃO, R.A., PINHEIRO, R. & DEGASPARE, J.C. – Rock foundations with marked discontinuities: criteria and assumptions for stability analysis. In: XIV Congresso Internacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1982. ICOLD/CBGB. Anais...Vol. 1, pág. 1155-1182.
- MORAES, J., VILLALBA, J.R., BARBI, A.L. & PIASENTIN, C. – Subsurface treatment of seams and fractures in foundation of Itaipu Dam. In: XIV International Congress on Large Dams. Rio de Janeiro, 1982. ICOLD/CBGB. Anais...Vol. 2, pág. 179-198.
- PIASENTIN, C. – Auscultação e comportamento da fundação da barragem de Itaipu. In: Simpósio de Instrumentação Geotécnica em Barragens. Rio de Janeiro, 1992. CBGB. Revista do CBGB, Publicação 01/96, pág. 71-96.
- PORTO, E.C. – Critério para determinação de vazões pela fundação de barragens com base nos ensaios de perda d'água – O caso da Usina Hidrelétrica de Itaipu. Dissertação de Mestrado, UFPR. Curitiba. 2002. 104 páginas.
- SIQUEIRA, G.H., BARBI, A.L. & GOMBOSSY, Z.M. – Injeções profundas da Usina de Itaipu: equipamentos e produção. In: XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Recife, 1981. CBGB. Anais...Vol. 1, pág. 187-205.
- VICENZO, E. & SILVEIRA, J.F.A. – Análise comparativa entre subpressões medidas e calculadas para as fundações das barragens Água Vermelha e Itaipu. In: XVII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Brasília, 1987. CBGB. Anais...Vol.1., pág.175-206.

## BOX

### ▶ IMPORTÂNCIA DA GEOLOGIA NO SISTEMA DE TRANSMISSÃO DE ITAIPU

Um sistema de transmissão complexo, como o da UHE Itaipu, envolve um sistema elétrico de alta potência, com tensões e correntes elevadas e requer um aterramento igualmente complexo para manter os níveis de segurança exigidos. A configuração de aterramento mais utilizada é a junção das técnicas mais usuais (hastes, rede de terra e placas) em um único sistema. O tamanho e a configuração exata das redes de terra variam para cada caso e para sua definição são necessários vários dados específicos, dentre eles o conhecimento da resistividade do solo. As linhas dos eletrodos das subestações de Ibiúna (São Paulo) e Foz do Iguaçu (Paraná) consistem em dois bipolos com capacidade de transmissão de 6.300 MW. Em operação normal, eles absorvem as correntes de desequilíbrio entre os polos positivos e negativos e, caso um deles esteja fora de serviço, podem conduzir a corrente de retorno pela terra, funcionando como uma linha virtual (Furnas, 2009). Cada bipolo de corrente contínua possui dois pontos de aterramento, que consistem em anéis formados por 841 barras de aço-silício cada um, enterradas a cinco metros de profundidade. Como, circunstancialmente, a terra é usada para permitir o retorno da corrente do Elo HVDC de Ibiúna para Foz, essas barras devem ser instaladas em solos com características especiais de baixa resistividade elétrica. Em São Paulo, os eletrodos estão alojados a cerca de 60 km da subestação de Ibiúna e, no Paraná, a 15 km da subestação de Foz do Iguaçu (figuras B1 e B2).



**Figura B1** - Eletrodos bipolo da subestação de Ibiúna, São Paulo (Revista Furnas, 2009).

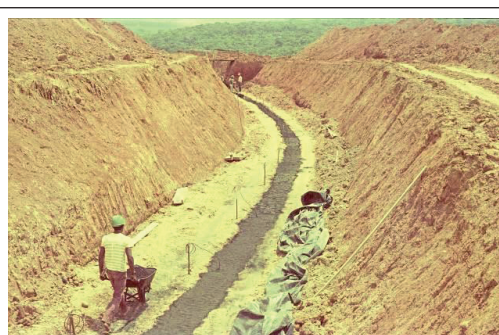


**Figura B2** – A área dos eletrodos de terra é considerada Reserva Vegetal de Preservação Permanente e, somente em São Paulo, alcança 938 mil m<sup>2</sup> (Revista Furnas, 2009).

Com base em dados geológicos e consulta a estudos diversos na área de implantação da subestação São Roque, foram pré-selecionadas 15 áreas para levantamentos de campo, levando-se em conta o atendimento a critérios de acesso, topografia, drenagem, nível freático, ocupação e, sobretudo, geologia, tendo em vista a importância de solos com características especiais de baixa resistividade elétrica para operação dos eletrodos de terra. As investigações de campo foram executadas com uso de helicóptero, tendo em vista as distâncias entre as áreas pré-selecionadas e a subestação São Roque, além da dificuldade de acesso. As unidades pré-cambrianas foram descartadas, por não atenderem satisfatoriamente aos critérios exigidos, tendo em vista as altas resistividades dos solos de cobertura. Em função da experiência de pesquisa de água subterrânea por eletrorresistividade, os estudos foram concentrados no domínio dos sedimentos glaciais do Grupo Tubarão (formação Itararé), próximo a Araçoiaba e Sorocaba. A resistividade real desses depósitos, que também apresentam boa permeabilidade, é ao redor de 40  $\Omega$ m e atendeu adequadamente as exigências para implantação dos eletrodos. Nas legendas das figuras a seguir são apresentadas informações adicionais. Na área da subestação de Foz de Iguaçu, devido à grande homogeneidade dos solos residuais e /ou coluviais de rochas basálticas, o critério geológico para escolha do local de implantação dos eletrodos não foi importante, prevalecendo outros critérios de projeto.



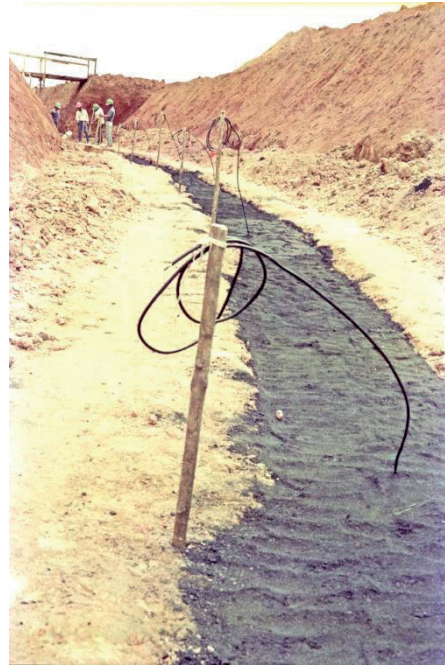
**Figura B3** – Espesso pacote de argilas orgânicas no astroblema de Colônia, São Paulo, cuja baixa resistividade elétrica poderia favorecer a instalação de eletrodo. Contudo, a cratera é restrita, dificultando a penetração da corrente elétrica na crosta terrestre.



**Figura B4** – Vala com 5 m de profundidade aberta com retro-escavadeira e preenchida com carvão (0,5 x 0,5 m), o qual envolve as barras de aço-silício. O fundo da vala foi revestido com areia para facilitar a circulação de água ao redor do anel de carvão contendo as barras.



**Figura B5** - Tilitos do Grupo Tubarão (Formação Itararé) aflorando em parede da escavação para instalação de eletrodo de corrente contínua da subestação de Ibiúna, São Paulo.



**Figura B6** - Valeta preenchida com carvão que envolve as barras de aço-silício, aparecendo os fios de ligação das barras. As barras foram enterradas com espaçamento entre um e dois metros.



**Figura B7** - Instalação de barra de aço-silício no meio de valeta com carvão, no fundo da escavação do eletrodo de corrente contínua, em Ibiúna, São Paulo.

## Material consultado

REVISTA FURNAS - Ano XXXV - Nº 361 - Fevereiro 2009 (subestação-referência mundial em transmissão). 2009. (<http://www.furnas.com.br> > ddppg > rf361 - Acesso em 10/08/2022).

THEMAG ENGENHARIA - Critérios geológicos na seleção de áreas para instalação de eletrodos do Sistema de Transmissão Associado à Usina Hidrelétrica de Itaipu. Relatório Nº 320.1.01. 1978

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS/THEMAG ENGENHARIA - Subestação de São Roque - Áreas para eletrodos de terra de corrente contínua. Relatório Nº 320.1.03. 1978.

## 11.15 ITAÚBA - RIO JACUÍ

### ▷ DESTAQUE: FALHAMENTOS LÍSTRICOS NA FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

#### 11.15.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Itaúba se situa no rio Jacuí, Estado do Rio Grande do Sul e é constituída por uma barragem de terra e enrocamento e por estruturas de concreto localizadas sobre uma sela topográfica afastada barragem, tirando partido de uma alça formada pelo percurso meandrante e encaixado do rio (**Figura 11.15.1**).



**Figura 11.15.1** - Itaúba – Arranjo das estruturas de concreto (internet).

#### 11.15.2 Geologia local

Foram identificados na área do empreendimento oito derrames basálticos superpostos, dentro da faixa de interesse ao aproveitamento. A seqüência regular de derrames é interceptada, na

fundação das estruturas de concreto, por uma família de falhas geológicas subverticais e inclinadas, que representam superfícies de fraqueza estrutural do maciço rochoso, geradas quando da ocorrência de um regime extensional de caráter regional, com características de falhamentos lístricos. Na área das estruturas de concreto, o quadro geológico estrutural é bastante complexo, visto que essas falhas sofrem acentuadas mudanças gradacionais de mergulho, além de bifurcações e ligações de uma com as outras. A presença dessas estruturas singulares não foi identificada por ocasião das investigações, mas somente na fase de construção, podendo-se atribuir o fato às dificuldades de interpretação e correlação a partir de sondagens normalmente afastadas entre si de algumas dezenas de metros. O modelo geológico estrutural desenvolvido a partir de observações in loco na etapa construtiva consta, em planta, da **Figura 11.15.2**, a seguir.



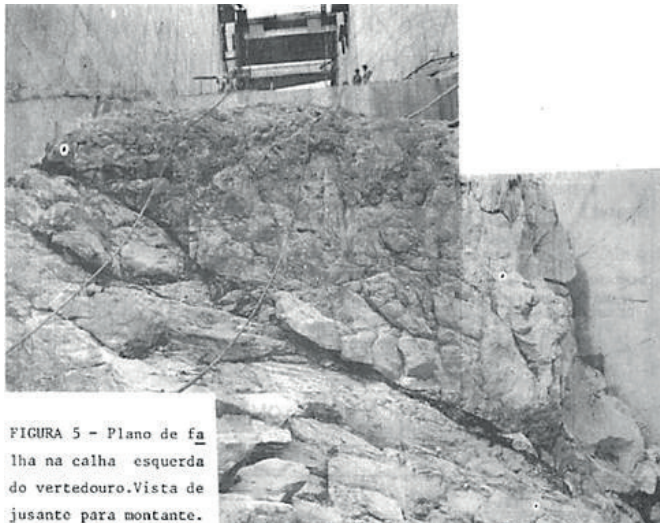
**Figura 11.15.2** - Itaúba - Localização das falhas conchoidais em planta, na área das estruturas de concreto. O trecho de falha assinalado pode ser visualizado na Figura 11.15.3 (Guidicini & outros, 1981).

Os planos de falha que afloram a montante das estruturas da tomada d'água e do vertedouro, observados na superfície de escavação, se aprofundam com mergulhos variáveis e de início altos, indo aflorar nas partes baixas das escavações, com baixos ângulos de mergulho. O projeto contempla a existência de duas galerias de drenagem em rocha, superpostas e coplanares, na fundação das estruturas de concreto, conforme documentado na **Figura 11.15.3**. As observações feitas no interior das galerias foram fundamentais para fins de interpretação da atitude e continuidade dos planos de falhamento, que são esconsos em relação ao eixo das estruturas de concreto e são inteceptados pelas galerias em alguns pontos.



**Figura 11.15.3** - Itaúba - Seção geológica esquemática, com indicação dos falhamentos (Guidicini & outros, 1981).

Observe-se que o sistema de drenagem de fundação configura um grande plano vertical de furos de 3" a 4", espaçados a cada três metros, que se estendem desde a galeria das estruturas de concreto até as duas galerias superpostas em rocha, ultrapassando, ainda, a galeria inferior em profundidade. A **Figura 11.15.4**, a seguir, documenta o intercepto de uma superfície de falha com o plano inclinado da calha esquerda do vertedouro, observando-se o caráter esconso com que ocorre, com mergulho para jusante-esquerda hidráulica. Esta feição se caracteriza por uma caixa de espessura variando entre poucos centímetros até duas dezenas de centímetros, preenchida por fragmentos de rocha cataclásada e intemperizada, com materiais argilosos e estrias de fricção, testemunhando a movimentação já ocorrida e indicando a condição de atrito residual. Esta falha está documentada na planta da **Figura 11.15.3**, apresentada anteriormente.

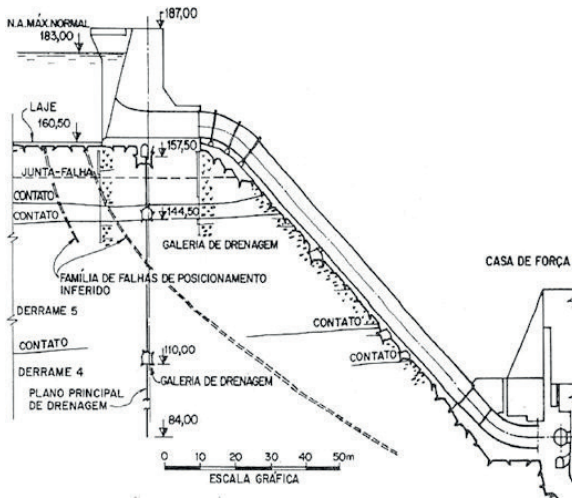


**Figura 11.15.4** - Itaúba - Caixa de falha ao longo do rápido esquerdo do vertedouro (Guidicini & outros, 1981).

**FIGURA 5** - Plano de falha na calha esquerda do vertedouro. Vista de jusante para montante.

Resumidamente, o quadro geológico estrutural consiste em uma série de planos de falha conchoidais, paralelos entre si, o que motivou a denominação de "modelo de conchas contínuas", onde os planos evoluem da atitude subvertical para sub-horizontal, a semelhança de conchas. As falhas que afloram e interceptam a superfície de escavação, a montante das estruturas de concreto, por serem esconsoas ao eixo se aprofundam para o interior da ombreira esquerda assegurando,

dessa forma, um sólido engaste da grande cunha rochosa que elas definem, no interior do maciço rochoso. Invariavelmente, os planos de falhamento exibem uma “caixa” constituída por material rochoso cataclasado e, frequentemente, intemperizado, com conteúdo variável de argilas plásticas, produto da decomposição do basalto, com movimentação assinalada pela presença de estrias de fricção. Constituem também francos caminhos preferenciais de percolação, podendo as cargas hidráulicas e volumes de água se transmitir rapidamente das cotas mais altas do espigão para as galerias inferiores. No interior dos derrames foram também identificadas algumas juntas-falhas subhorizontais, com espessura variável entre poucos centímetros até a escala métrica, caracterizadas pela baixa resistência mecânica e elevada condutividade hidráulica. A seção da **Figura 11.15.5** exhibe o modelo geológico estrutural que condiciona a estabilidade das estruturas na área da tomada d’ água/casa de força.



**Figura 11.15.5** - Itaipú - Seção geológica pela tomada d’ água/casa de força (Guidicini & outros, 1981).

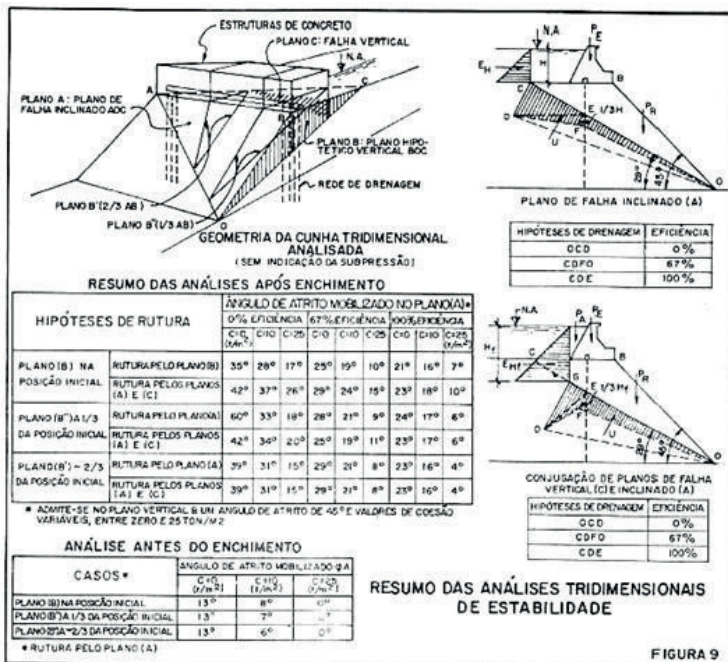
### 11.15.3 Reflexos na estabilidade das estruturas

Para a avaliação das condições de estabilidade do conjunto estruturas-fundação foram adotados parâmetros de resistência, para as diversas descontinuidades, com base em feições similares, submetidas a ensaios de caracterização geomecânica na Região Centro-Sul, em rochas basálticas, conforme **Tabela 11.15.1**.

**Tabela 11.15.1** - Itaipú - Parâmetros estimados de resistência (Guidicini & outros, 1981)

PARÂMETROS ESTIMADOS DE RESISTÊNCIA		
FEIÇÃO GEOLÓGICA	COTA MÉDIA DE OCORRÊNCIA (m)	ÂNGULO DE ATRITO ESTIMADO
Junta-falha	160	32° - 36°
Junta-falha	153 a 151	32° - 36°
Contato entre derrames	149 a 146	45°
Contato entre derrames	144 a 140	38° - 40°
Contato entre derrames	118 a 112	38° - 40°
Junta-falha	114 a 110	32° - 36°
Diversos planos de falha	cotas diversas	25° - 35°

A conformação e a geometria das falhas detectadas em Itaúba permitiram avaliar as condições de estabilidade no plano bidimensional, pelos métodos convencionais, associando a superfície potencial de ruptura a um arco de círculo. Essas análises indicaram o valor do ângulo de atrito que seria mobilizado ao longo do plano de movimentação se a coesão fosse nula sem considerar a contribuição das paredes laterais em rocha. Os fatores de segurança obtidos não alcançaram os valores requeridos pelos critérios de segurança. Procedeu-se, então, à realização de análises tridimensionais, considerando-se a existência de um plano de movimentação inclinado, conforme documentado na **Figura 11.15.6**, conjugado a outro traço de falha vertical, a montante das estruturas, que atuaria como fenda de tração. A cunha tridimensional assim definida contava com a contribuição lateral representada por um plano vertical em rocha, alinhado na direção montante-jusante e que, ao ser mobilizado, tenderia a resistir à movimentação. O estudo tridimensional se baseou na metodologia proposta por Hoek & Bray (1974). A **Figura 11.15.6** documenta a cunha analisada, bem como as várias hipóteses de subpressão. Os valores de ângulo de atrito mobilizado ao longo da superfície de movimentação são também indicados. Para o hipotético plano vertical em rocha (plano B) de direção montante-jusante, foi admitido um ângulo de atrito de  $45^\circ$  e valores variáveis de coesão, desde zero até  $25 \text{ t/m}^2$ . Foram também analisadas duas cunhas menores, deslocando-se o plano vertical para o lado direito, na direção do vertedouro. Esses planos menores foram denominados B' (2/3) e B'' (1/3), sendo as frações representativas dos deslocamentos.

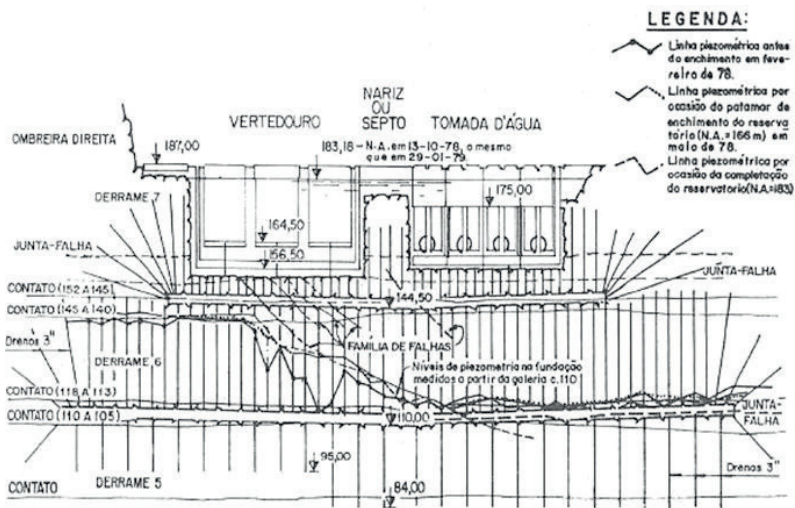


**Figura 11.15.6** - Itaúba - Análises de estabilidade tridimensionais na área da tomada d'água/casa de força (Guidicini & outros, 1981).

Os resultados das análises indicaram que a estabilidade do conjunto estaria condicionada à existência de um sistema de drenagem eficiente, fundamental para a redução dos esforços mobilizados nos planos de movimentação admitidos. Contando-se com a colaboração efetiva de

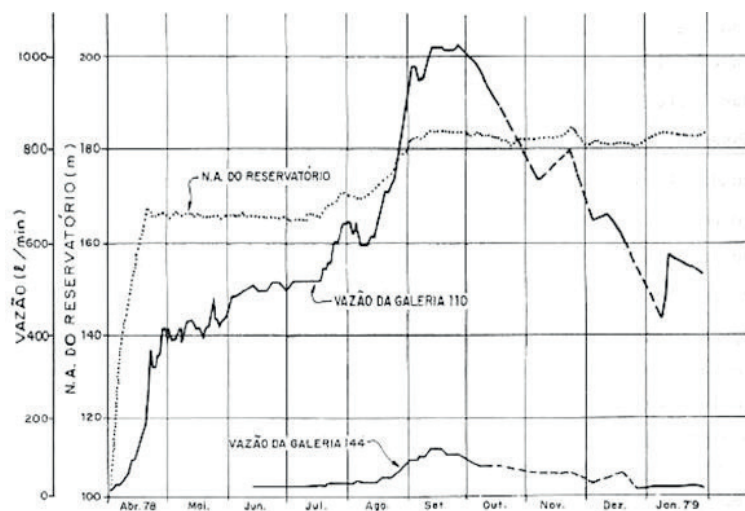
resistência no plano vertical em rocha de direção montante-jusante, o ângulo de atrito mobilizado caía para valores baixos, perfeitamente admissíveis. As duas cunhas menores, paralelas à cunha principal, conduziram a resultados similares para valores do ângulo de atrito mobilizado. Como reflexos das análises efetuadas, foram inseridas no projeto algumas modificações, notadamente em termos de tratamento das fundações e de instrumentação. A montante das estruturas, a laje de revestimento do canal de adução foi estendida, rumo a montante, até alcançar a posição da cortina de vedação. O sistema de drenagem na fundação das estruturas e ao longo das duas galerias em rocha foi reforçado, ganhando leques laterais. A galeria da el. 110 metros, que inicialmente teria uma extensão menor, foi prolongada para os dois lados, ultrapassando em extensão a galeria da el. 144,50 metros. A instrumentação foi incrementada, com instalação de extensômetros de haste, marcos de controle topográfico, ampliação da piezometria e implantação de selos de gesso.

O enchimento do reservatório foi programado para ser realizado por etapas, de modo a permitir acompanhar a evolução do comportamento das estruturas perante as novas solicitações impostas. Uma primeira etapa de enchimento do reservatório, com duração de 20 dias, levou o nível d'água para a el. 166 metros, tendo sido essa situação mantida por 90 dias. Em nova etapa de enchimento, com duração de 35 dias, atingiu-se a elevação máxima de 184 metros. Com a primeira etapa de enchimento, aumentou rapidamente o volume de águas que afluía pelos drenos e paredes da galeria inferior, de el. 110 metros, que passou a atuar como área de convergência da rede de fluxo global, enquanto a galeria superior permanecia praticamente seca. A **Figura 11.15.7** mostra a evolução da piezometria global em sucessivas fases de enchimento do reservatório.



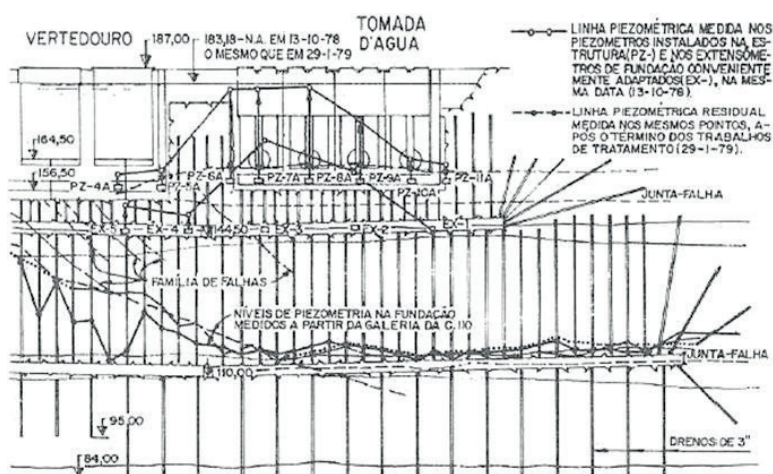
**Figura 11.15.7** - Itaipu - Situação piezométrica na fundação, em várias etapas de enchimento do reservatório (Guidicini & outros, 1981).

As linhas piezométricas confirmaram que o comportamento hidrogeológico era controlado pelos horizontes preferenciais de percolação, em particular pelas falhas conchoidais e pelas juntas-falhas subhorizontais. A partir das observações da primeira etapa de enchimento foram abertos sete drenos adicionais de fundação, em posição intermediária a drenos que apresentassem vazões ou pressões elevadas, de modo a aliviá-las. O gráfico da **Figura 11.15.8** corrobora a observação de que todo o sistema hidrogeotécnico convergia para a galeria em rocha de el. 110 metros, tendo a vazão d'água alcançado a 1.000 l/min ao final do enchimento.



**Figura 11.15.8** - Itaúba  
- Vazões d'água na  
fundação das estruturas  
de concreto (Guidicini &  
outros, 1981).

Na área da tomada d'água, os níveis piezométricos acompanharam de perto a elevação do reservatório, estabelecendo-se, ao final do enchimento, poucos metros abaixo do mesmo, conforme pode ser visualizado na **Figura 11.15.9**. Tratava-se, aparentemente, de um aquífero confinado independente. Foram efetuadas diversas tentativas para identificar a fonte das subpressões elevadas. Dentre as tentativas, injetou-se ar comprimido, isoladamente, nos piezômetros rasos de fundação da tomada d'água, tentando-se percorrer o caminho inverso ao da água. A tentativa foi bem sucedida, pois bolhas de ar passaram a aparecer na superfície da água, imediatamente a montante do primeiro vão do vertedouro, lado direito. Mergulhadores identificaram duas fendas abertas na junta entre a tomada d'água e a laje de revestimento do piso do canal de adução, com abertura de 15 mm e 8 mm.



**Figura 11.15.9** - Itaúba - Evolução da piezometria na fundação da tomada d'água, antes e após o tratamento efetuado (Guidicini & outros, 1981).

Procedeu-se à injeção de calda de cimento nas duas fendas em duas etapas, espaçadas 30 dias uma da outra. Foram injetadas ao todo cerca de sete toneladas de cimento, correspondentes

a cerca de sete metros cúbicos de espaços vazios, provavelmente ao longo das caixas das falhas conchoidais e juntas-falhas. As injeções causaram forte redução nas vazões d'água de piezômetros, embora as subpressões permanecessem elevadas. Em dezembro de 1978, comprovou-se a existência de duas outras fendas, em posição análoga às anteriormente observadas. Nova operação de injeção foi então realizada, injetando-se calda de cimento em furos abertos por sondagens rotativas feitas a partir da crista das estruturas de concreto, em correspondência às fendas identificadas no encontro da laje de revestimento do canal de adução com a estrutura principal. Desta vez, acrescentou-se areia fina à calda de injeção, tendo sido absorvidas cerca de três toneladas de sólidos. Novos piezômetros foram concomitantemente implantados, em substituição daqueles que haviam sido danificados pelas injeções, tendo-se comprovado a redução substancial de subpressões sob as estruturas de concreto. Ao mesmo tempo, as vazões d'água registradas na galeria de el. 110 metros acusaram queda progressiva, à medida que as campanhas de injeções eram realizadas (**Figura 11.15.8**, anterior).

As intervenções foram acompanhadas pelo monitoramento, consistindo, além dos piezômetros e medidores de vazão, em extensômetros de haste, controle topográfico e observações em selos de gesso convenientemente implantados, de modo a identificar em tempo hábil eventuais movimentações. O instrumental não indicou a existência de deslocamentos além dos inerentes à precisão das leituras.

#### 11.15.4 Considerações finais

Em Itaúba, o quadro geológico estrutural e, conseqüentemente, o quadro hidrogeotécnico somente foram compreendidos em sua totalidade durante a construção da obra, o que exigiu a adoção de medidas complementares ao projeto, de modo a resguardar a segurança do empreendimento. O sistema de drenagem implantado, complementado por elementos de auscultação hidrogeotécnica e convenientemente utilizado na detecção dos valores de subpressão, mostrou-se capaz de fornecer toda a gama de informações necessárias para a avaliação do desempenho das estruturas. O sistema de auscultação hidrogeotécnica teve a função adicional de comprovar a eficiência dos trabalhos levados a termo em setores da fundação das estruturas, onde os níveis de subpressão se apresentavam acima dos padrões de aceitação estabelecidos. O controle hidrogeotécnico atestou, ainda, o elevado nível de interdependência entre os diversos aquíferos típicos de estruturas basálticas, quando algum traço tectônico se sobrepõe, anulando o isolamento.

#### 11.15.5 Material consultado

GUIDICINI, G., CRUZ, P.T. & ANDRADE, R.M. - Hydrogeotechnical control system on a hydroelectrical power plant with a basaltic foundation (Southern Brazil). In: Symposium on engineering geological problems in hydrotechnical construction. Tbilisi (URSS). 1979. IAEG. Tema 7. Bol. IAEG, nº 20, pág. 209-218.

GUIDICINI, G., CRUZ, P.T. & ANDRADE, R.M. - Controle de subpressões no maciço de fundação da Hidrelétrica de Itaúba - RS. In: XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, 1981. CBDB. Anais...Vol.1, Tema 2, pág. 291-311.

GUIDICINI, G., SIGNER, S. & CRUZ, P.T. - Uma forma de análise da eficiência de cortinas de injeção: o caso da barragem de Itaúba. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Itapema, 1981. ABGE. São Paulo. Anais...Vol.2, pág. 225-241.

MATTOS, A.B., MORAES, R.B. & GUIDICINI, G. - Análise de estabilidade pela fundação das estruturas de concreto da UHE Itaúba - Releitura após 44 anos de operação. In: XXXIV Seminário Nacional de Barragens. Foz do Iguaçu. 2023. CBDB. Anais...Tema 129, 19 páginas.

SIGNER, S. - Compressibilidades observadas na barragem de terra e enrocamento de Itaúba. In: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda/Recife. 1982. ABMS. Anais...Vol. 6, pág. 120-132.

## 11.16.1 UHE JUPIÁ (FRANCISCO LIMA DE SOUZA DIAS FILHO) - RIO PARANÁ

### ▷ DESTAQUE: JUNTAS DE GRANDE CONTINUIDADE NA FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS

#### 11.16.1.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Jupuí se localiza no rio Paraná, divisa dos estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, cerca de um quilômetro a montante da ponte Francisco de Sá, implantada pela estrada de Ferro Noroeste do Brasil em 1926. Construída entre 1962 e 1969, a UHE foi a primeira de um conjunto conhecido como Sistema Urubupunga, que inclui as usinas de Ilha Solteira e de Ilha Seca, esta última programada no rio Tietê, pelo inventário realizado na década de 60 pela empresa Edison de Milão e construída mais tarde como Usina Três Irmãos (1987-1991). O arranjo da UHE Jupuí mostra as estruturas de concreto ocupando a parte central, coincidindo com o leito do rio, ladeadas por barragens de terra. A curvatura do eixo se deve à decisão de evitar o canal presente no leito do rio em seu trecho mais profundo (**Figura 11.16.1.1**).



**Figura 11.16.1.1** - Jupuí - Arranjo geral (ABGE/ABMS, 1983).

#### 11.16.1.2 Aspectos geológicos

A barragem de Jupuí assenta sobre uma sequência de derrames basálticos de espessura moderada, da ordem de, no máximo, duas dezenas de metros, entre os quais ocorrem intercalações de

camadas, lentes e bolsões de arenito, em vários níveis de consistência, envolvendo às vezes blocos e fragmentos de basalto vesículo-amigdaloidal e dando assim origem às chamadas brechas basálticas arenosas, ou areníticas (Figura 11.16.1.2).

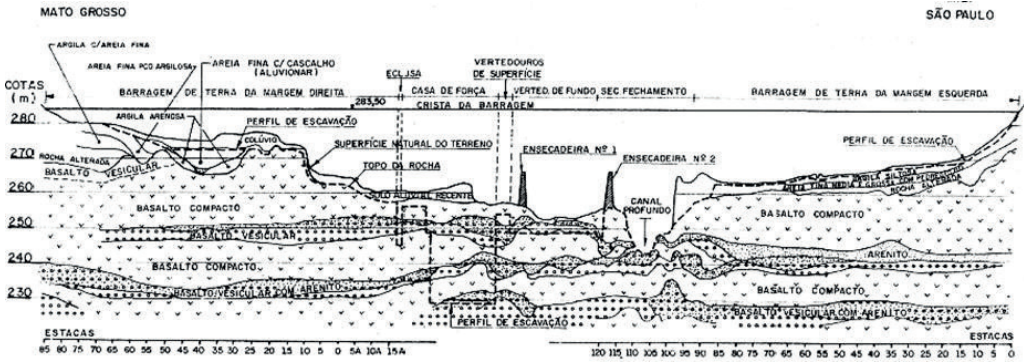


Figura 11.16.1.2 – Jupiá – Seção geológica longitudinal (Moretti & Signer, 1983).

Alguns aspectos da estratigrafia local mereceram particular atenção e motivaram a realização de estudos e investigações adicionais. Um deles é o fato que, na ombreira direita (Mato Grosso do Sul) a rocha basáltica desaparece sob uma cobertura de sedimentos rudáceos, que vai ganhando espessura à medida que se avança em direção à cidade de Três Lagoas. O mergulho no topo do substrato basáltico é atestado pela sondagem realizada para um poço artesiano na Vila Piloto (P-10) e por uma sondagem feita pela Petrobrás em 1963 (TLst-1-MT) na área de Três Lagoas. Foram advogadas diversas origens para explicar o desnível no topo do substrato basáltico, as principais sendo o mergulho natural do derrame, uma fossa tectônica originada por falhamentos ou um processo pretérito erosivo intenso. Neste caso, as investigações foram descontinuadas, por situar-se a área além dos limites de interesse ao aproveitamento hidrelétrico. Já, o canal profundo no leito do rio mereceu mais atenção. O traçado do canal evidencia um controle estrutural, segundo duas direções predominantes e é particularmente profundo no trecho a jusante do eixo da barragem, nas imediações da ponte ferroviária Francisco de Sá, onde sua largura se reduz para cerca de 150 metros. Na altura do eixo da barragem o canal atinge cerca de 300 metros de largura e 15 metros de profundidade e se encontra parcialmente preenchido por sedimentação recente de areia e cascalho. A dificuldade de investigar o canal a partir de sondagens sobre balsa, em virtude da alta velocidade das águas, induziu a se recorrer à abertura de um poço vertical em rocha, situado na margem esquerda, a partir do qual foram executadas três sondagens rotativas subhorizontais, conforme esquema da Figura 11.16.1.3.

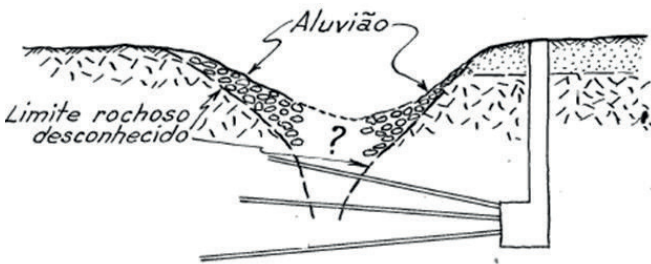
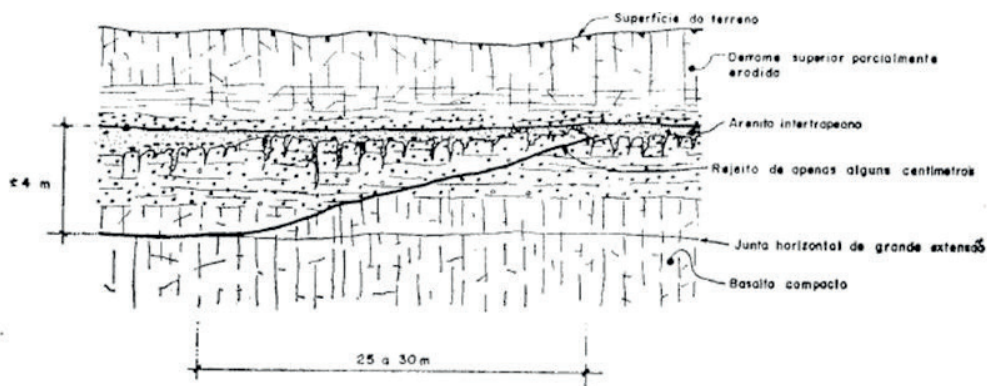


Figura 11.16.1.3 – Prospecção do leito rochoso no canal do rio Paraná (Ruiz, 1963).

As sondagens revelaram a inexistência de falhamentos ou de profundas erosões na rocha. Locadas criteriosamente na elevação 236,50 metros, que corresponde à base de um derrame, as sondagens permaneceram no mesmo horizonte de rocha basáltica, microcristalina, de cor preta, em toda a travessia do canal, revelando a continuidade da rocha. Uma vez comprovados os limites do canal em profundidade, as sondagens foram injetadas com calda de cimento. As campanhas de sondagens ao longo do eixo comprovaram, até a profundidade investigada, a existência de quatro derrames superpostos, constituídos por uma sequência de litotipos bem definida: o corpo de cada derrame é formado, em sua maior parte, por basalto denso, microcristalino, enquanto sua porção superior é constituída por basalto vesicular, ou vesículo-amigdaloidal, aparecendo no topo uma brecha contendo fragmentos de basalto geralmente vesicular imersos em matriz arenosa/arenítica ou de lava. Um delgado horizonte de basalto vesículo-amigdaloidal pode estar presente também na região basal, devido ao rápido resfriamento da lava após o derrame ter estacionado. Desperta a atenção, no corpo dos derrames, a presença de descontinuidades subhorizontais, subparalelas a topo e base do derrame, que constituem elementos de fraqueza estrutural, parcial ou totalmente preenchidas por minerais secundários, quais quartzo, ou calcita, ou resultantes da decomposição do próprio basalto, podendo se manifestar na forma de argilas plásticas. O mapeamento geológico detalhado realizado nas paredes de escavação contribuiu para o entendimento da morfogênese das referidas descontinuidades de grande extensão. Assim, a junta horizontal focada na **Figura 11.16.1.4** teve sua origem associada ao processo de resfriamento da lava após extravasão, tendo sido posteriormente afetada por esforços tangenciais, que causaram movimentação ao longo da junta. Esta movimentação se encontra registrada na forma de estrias de fricção sobre as faces da descontinuidade e, mesmo, na formação de material cataclasado, preenchendo uma “caixa”, da mesma forma que um falhamento convencional produziria. Em função dessa dupla natureza, tais descontinuidades foram denominadas *juntas-falhas* (Guidicini & Campos, 1968). No caso da **Figura 11.16.1.4**, observa-se que os esforços tangenciais foram de magnitude suficiente para cortar diagonalmente o horizonte superior do derrame, de modo que a junta-falha atingiu seu topo, em busca de uma condição de alívio das tensões.



**Figura 11.16.1.4** - Jupiá - Seção geológica em parede de escavação, focando a presença de junta horizontal de grande extensão (Bagolini, 1963 in Guidicini & Campos, 1968).

### 11.16.1.3 Realização pioneira de ensaios de mecânica das rochas

No começo da década de 60, os projetos de barragens não dispunham, ainda, do aporte que a recém-criada Mecânica das Rochas viria conferir pouco depois. Em termos de resistência aos

esforços de cisalhamento/deslizamento, o valor da coesão e do atrito interno de maciços basálticos e os coeficientes de atrito das descontinuidades geológicas, admissíveis para projeto, eram então desconhecidos (Ruiz & Camargo, 1966). Ensaios pioneiros de Mecânica das Rochas já haviam sido realizados pelo IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo em alguns sítios de barragens, por iniciativa dos Eng<sup>os</sup> Ernesto Pichler e Francisco Barros de Campos, este chefe da Seção de Metrologia. Ensaios para medição do módulo de deformabilidade do maciço rochoso haviam sido executados em galerias propositalmente abertas nos sítios de diversas barragens, desde o começo da década de 50 (**Tabela 11.16.1.1**).

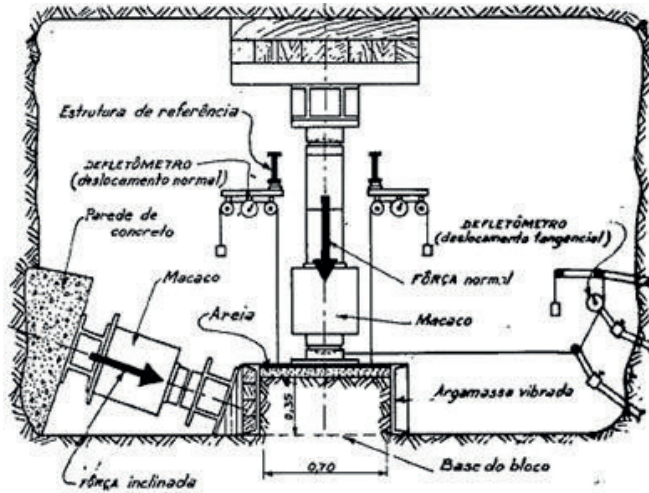
**Tabela 11.16.1.1** – Jupuíá - Quadro-resumo de ensaios pioneiros de deformabilidade em maciços rochosos realizados pelo IPT (Nieble & Guidicini, 1972, modificado)

ENSAIOS DE MÓDULO DE DEFORMABILIDADE SOB PRESSÃO HIDROSTÁTICA					
OBRA	ANO	Nº DE ENSAIOS	ROCHA	MÓDULO SECANTE APÓS FLUÊNCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	OBSERVAÇÕES
PAULO AFONSO	1951	2	Gnaiss migmatítico	200.000	Um ensaio em galeria, outro em poço
CUBATÃO	1952	2	Quartzo-xisto	Vert. - 140.000 Horiz. - 270.000	Ensaio realizado sem e com revestimento
MAIA FILHO	1955	2	Basalto fraturado e/ou alterado	50.000 a 150.000	Ensaio realizado antes e após injeções
GRAMINHA	1961	2	Gnaiss feldspático biotítico	⊥ xistosidade 130.000 antes 140.000 após E transversal 200.000 antes 230.000 após	Ensaio realizado antes e após injeções
JAGUARA	1965	2	Biotita piroxênio gnaiss	180.000	
PARAIBUNA	1967	2	Xisto	180 a 300.000	

Desponta na tabela a referência aos primeiros ensaios de Mecânica das Rochas feitos em maciço basáltico, no sítio da UHE Maia Filho, objeto de maiores considerações mais adiante, neste livro.

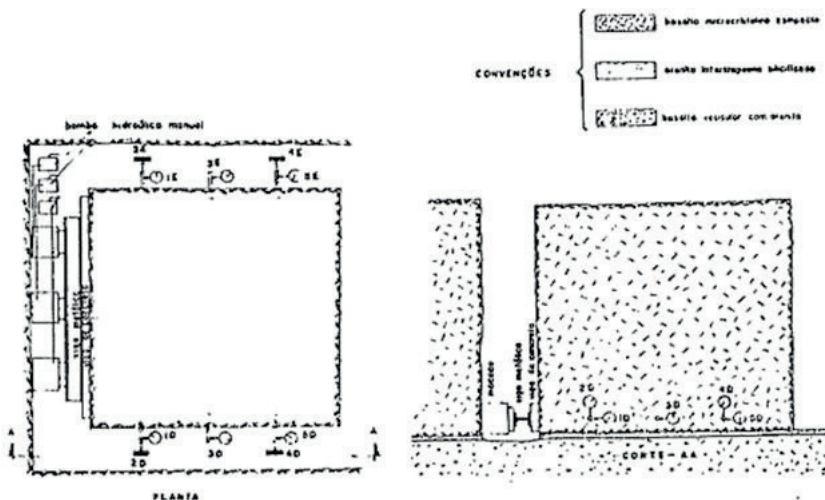
#### 11.16.1.4 Ensaios de cisalhamento

Em Jupuíá foi levado a termo, pela primeira vez, um amplo programa de ensaios *in situ* e laboratório para caracterização geomecânica dos principais litotipos e estruturas singulares quanto à resistência e à deformabilidade. Adotando-se as técnicas desenvolvidas pelo LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, foram executados, em Jupuíá, nove ensaios de cisalhamento direto *in situ* sobre corpos rochosos de prova talhados nas dimensões de 0,70 x 0,70 x 0,30 metros. Tais ensaios foram feitos sobre diferentes litotipos (basalto vesicular, brecha arenito/basáltica e arenito silicificado). A **Figura 11.16.1.5** mostra o esquema de montagem para realização desses ensaios, que foram executados em duas galerias abertas no maciço rochoso, na base das escavações para a casa de força.



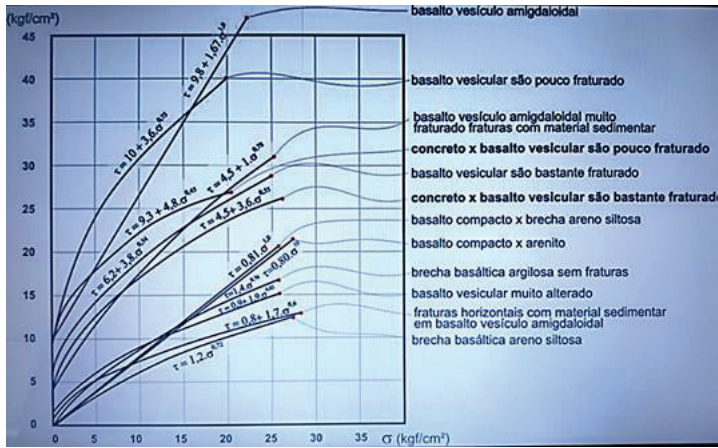
**Figura 11.16.1.5** - Jupiá - Esquema de ensaio de cisalhamento in situ em blocos com 0,49 m<sup>2</sup> (Ruiz, 1963).

Além desses ensaios, houve necessidade de se moldar um bloco de rocha de grandes dimensões, no contato fissurado entre basalto e arenito, dada a inviabilidade de se realizar tal investigação em blocos de pequenas dimensões. Para tanto, foi talhado em trincheira um bloco com dimensões de 5,5 x 5,5 x 4,6 metros, tendo base de 30,8 m<sup>2</sup> e peso total calculado em 388,1 t, permitindo obter uma tensão normal, no plano de contato, de 1,28 km/cm<sup>2</sup> (Vargas & Re, 1973). A execução desse ensaio de cisalhamento *in situ* procedeu de acordo com técnica definida pela Seção de Geologia Aplicada do IPT, em função dos equipamentos disponíveis (Ruiz & Camargo, 1966). A **Figura 11.16.1.6** mostra o esquema de montagem para realização do referido ensaio.



**Figura 11.16.1.6** - Jupiá - Esquema de montagem para ensaio de cisalhamento em bloco de grandes dimensões (30,79 m<sup>2</sup>) (Ruiz & Camargo, 1966).

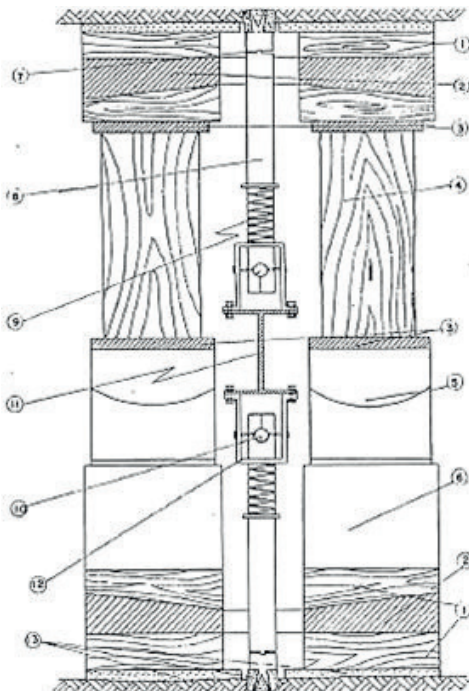
Os resultados dos ensaios de cisalhamento foram condensados por Nible & Guidicini (1972) e são apresentados na **Figura 11.16.1.7**, juntamente com outros resultados obtidos em campanhas de ensaios em duas outras obras (Ilha Solteira e Promissão).



**Figura 11.16.1.7** – Jupiá – Envoltórias de resistência ao cisalhamento em rochas basálticas (Nieble & Guidicini, 1972 in Abrahão, 2014).

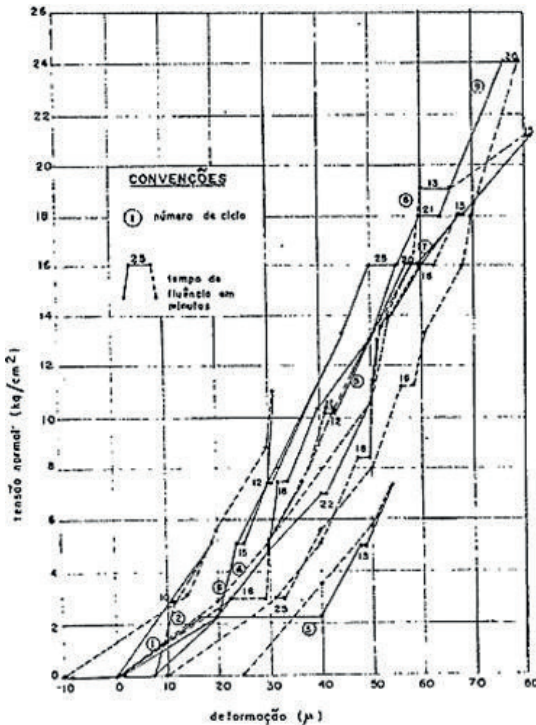
### 11.16.1.5 Ensaios de deformabilidade

Para a determinação do módulo de deformação *in situ* do maciço basáltico utilizou-se o processo de carregamento de placas circulares flexíveis, com o emprego de macacos hidráulicos, sendo a medição de deformações do maciço realizada no centro da placa. Os ensaios foram feitos em uma das duas galerias abertas na área das escavações para a casa de força, sendo as pressões aplicadas em ciclos sucessivos de carga e descarga. A **Figura 11.16.1.8** apresenta o esquema de montagem para os referidos ensaios.



**Figura 11.16.1.8** – Jupiá – Esquema de montagem para ensaio de deformabilidade *in situ* (Ruiz & Camargo, 1968).

Os ensaios foram realizados simultaneamente no teto e na base da galeria, medindo-se em ambos os deslocamentos causados pelo carregamento. Injeções de cimento foram efetuadas no maciço após uma primeira série de ensaios de deformabilidade, com o propósito de averiguar os eventuais reflexos das mesmas nas características do meio rochoso. O gráfico da **Figura 11.16.1.9** registra a evolução das deformações nas sucessivas etapas de carga e descarga, em ensaio realizado antes das injeções.



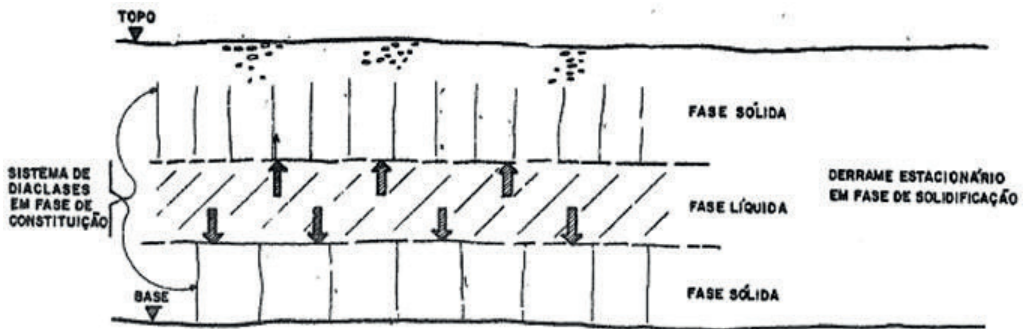
**Figura 11.16.1.9** - Trajetória de deslocamentos nas sucessivas etapas de um ensaio de deformabilidade (Ruiz & Camargo, 1968).

O comportamento do maciço rochoso revela que as deformações observadas para pequenas cargas, em cada ciclo de carregamento, foram sempre muito grandes, provavelmente em virtude dos abalos sofridos pelo maciço durante a escavação da galeria, realizada com fogachos, que causaram uma relaxação da rocha nas vizinhanças da cavidade. As deformações diminuíam rapidamente a cada acréscimo de carga em um mesmo ciclo. Observou-se, também, que as deformações registradas em uma fase de carregamento eram quase totalmente “recuperadas” durante a fase de descarregamento, sendo percentualmente pequenas as deformações plásticas do maciço rochoso. Os resultados obtidos foram indicativos de que a realização de injeções de cimento não contribuía para a melhora das características de elasticidade daquele meio rochoso. Em termos gerais, concluiu-se que o módulo de deformação secante após fluência para o maciço basáltico vesículo-amigdaloidal de Jupia era da ordem de  $E_c/10$  e do maciço de basalto denso da ordem de  $E_c$  a  $E_c/2$ , onde  $E_c$  representa o módulo de elasticidade do concreto.

### 11.16.1.6 Origem das juntas de grande extensão

Atribui-se ao processo gradual de resfriamento e solidificação da lava o aparecimento de juntas de grande continuidade no interior do corpo do derrame. A baixa viscosidade das lavas da Bacia

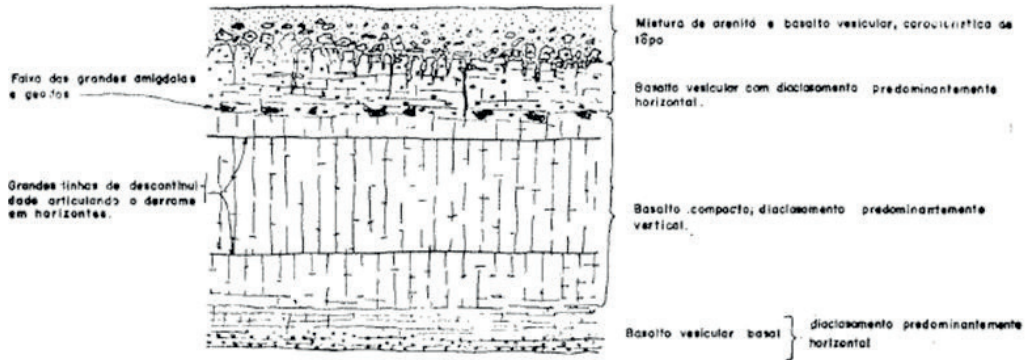
do Paraná fez com que as manifestações extrusivas, uma vez atingida a superfície do terreno, a partir do enxame de geoclastes, passassem a percorrer longas distâncias, de até dezenas de quilômetros, tendo alcançado até mesmo a centena de quilômetros. Uma vez estacionado, o corpo de lava passou a sofrer o resfriamento e a solidificação, que ocorrem a partir da periferia do derrame rumo a seu interior. Topo e base do derrame constituem as duas frentes de avanço do processo de solidificação, embora de maneira diferente uma da outra. O topo do derrame, devido à facilidade de troca de calor com o ambiente externo, sofre maior velocidade de resfriamento rumo ao interior, em relação à base do derrame, onde as trocas de calor ocorrem de forma mais lenta (Waters, 1960). Daí o fato de ser muito mais frequente e intensa a presença de uma massa de basalto vesicular na porção superior do derrame do que junto à base, pois o aprisionamento dos gases ascendentes ocorre de forma mais rápida e efetiva. Em condições normais, as superfícies isotérmicas no interior do derrame, representadas por planos subhorizontais, paralelos a topo e base, avançam rumo ao centro, deixando na massa consolidada uma rede de descontinuidades primárias, as diaclases. Pode-se visualizar as diaclases como descontinuidades que não se formam de uma só vez, em toda sua altura, mas progridem gradativamente rumo ao interior do derrame, acompanhando o avanço das superfícies isotérmicas, à medida que ocorre a queda de temperatura (**Figura 11.16.1.10**).



**Figura 11.16.1.10** - Jupiá - Processo de resfriamento da lava, avançando a partir de topo e base do derrame (Guidicini, 1979).

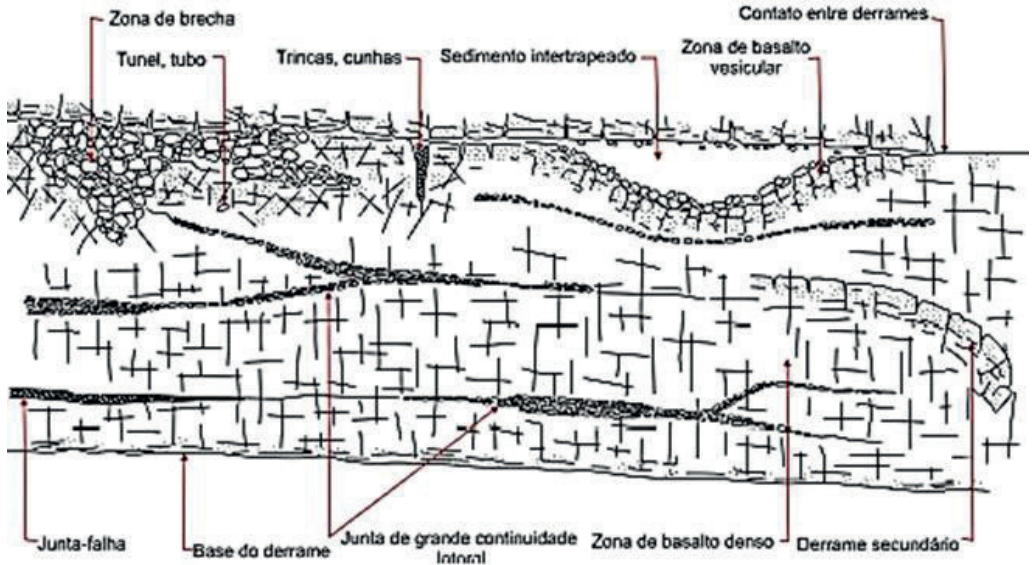
Segundo James (1920), a densidade de diaclases é inversamente proporcional à velocidade de resfriamento, ou seja, no caso dos derrames basálticos, as dimensões das colunas tendem a ser maiores a partir do resfriamento da base, em contraposição às colunas menores, com maior intensidade de diaclasamento, formadas pelo avanço mais rápido do resfriamento a partir do topo. O resfriamento de um derrame, em geral, é lento e o tempo de solidificação da lava é inversamente proporcional à sua possança. Para derrames com algumas dezenas de metros de espessura a escala de tempo deve ser medida em anos. Ao finalizar o esfriamento do corpo do derrame, os conjuntos de diaclases provindo do topo e da base se encontram e, se ambos tiverem se desenvolvido de forma regular, este encontro é assinalado por uma descontinuidade horizontal, tão nítida a ponto de simular um contato entre derrames. Observa-se, com frequência, ao longo de afloramentos rochosos em cortes em rodovias ou em sítios de barragens e pedreiras, a presença de mais de uma junta no interior de um derrame, com ramificações e bifurações dirigidas para o topo ou para a base. As **Figuras 11.16.1.11** e **11.16.1.12** retratam a presença simultânea de duas ou mais juntas e documentam a grande diversidade de situações, indicando que a distribuição de juntas no corpo de um derrame obedece a mecanismos complexos, capazes de interferir na

evolução das superfícies isotérmicas durante a solidificação da lava, modificando o quadro final. A **Figura 11.16.1.11** reproduz uma situação observada nas paredes das escavações para as estruturas de concreto da UHE Jupuí, onde duas juntas de grande continuidade foram registradas em um único derrame, subparalelas a topo e base.



**Figura 11.16.1.11** - Seção típica de um derrame basáltico na bacia do Paraná (Bagolini, 1963 in Guidicini & Campos, 1968).

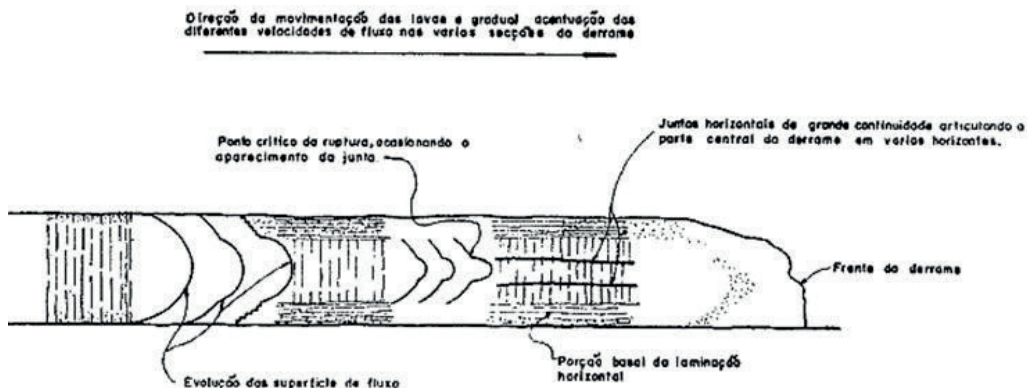
Já, a **Figura 11.16.1.11** apresenta uma síntese das principais feições morfogênicas observadas em mais do que um sítio, reunidas em uma só imagem.



**Figura 11.16.1.12** - Representação esquemática de elementos estruturais em um derrame basáltico (Guidicini, 1979, in Curti, 2011).

A respeito da presença de mais do que uma junta em um derrame basáltico, Bagolini (1971) avançou a hipótese de que, durante a fase final de escoamento do corpo de lava, o processo

de resfriamento causaria a gradual acentuação das diferentes velocidades de fluxo nas várias seções do derrame, induzindo o aparecimento de descontinuidades, conforme representado na **Figura 11.16.1.13**.



**Figura 11.16.1.13** - Jupuí - Hipótese a respeito do surgimento de juntas horizontais de grande continuidade (Bagolini, 1963 in Guidicini & Campos, 1968).

### 11.16.1.7 Considerações finais

A construção da UHE Jupuí representou a primeira grande oportunidade de se observar, em usinas hidrelétricas de porte, a estrutura interna dos derrames basálticos, graças às extensas escavações para alojar as estruturas de concreto. Foi, assim, possível tecer considerações sobre a presença e origem de diversas feições significativas, capazes de influenciar projeto e construção das obras. Em Jupuí foram realizados os primeiros testes de cisalhamento *in situ* em blocos rochosos de dimensões diversas, dentre eles um bloco com seis metros de lado, assinalando o início de uma fase em que a Mecânica de Rochas adquiriu relevante importância no fornecimento de parâmetros de resistência de maciços e de suas descontinuidades para o projeto de barragens no Brasil.

### 11.16.1.8 Material consultado

- ABRAHÃO, R.A. - Curso sobre fundações de barragens de concreto. 2012. 7 módulos.
- BAGOLINI, B. - Osservazioni geologiche e geomorfologiche sugli espandimenti basaltici del bacino dell'Alto Paraná nel Brasile Meridionale. Relatório interno da THEMAG Engenharia, 1963. Memorie del Museo Tridentino di Scienze Naturali, 1971. Vol. 19, pág. 71-121.
- CURTI, D.K. (2011) - Tipologia e origem das fraturas subhorizontais em basaltos da formação Serra Geral, Brasil. Dissertação de Mestrado. IG/USP. 2011. 131 páginas.
- GUIDICINI, G. - Juntas horizontais de grande continuidade em derrames basálticos da bacia do Paraná. In: II Simpósio Regional de Geologia. Rio Claro. 1979. SBG. Anais. V.2, pág. 13-21.
- GUIDICINI, G. & CAMPOS, J.O. - Notas sobre a morfogênese dos derrames basálticos. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, 1968. Vol. 17(1), pág. 15-28.
- GUIDICINI, G. & USSAMI, A. - Controle de subpressão nas fundações da Barragem de Jupuí, rio Paraná. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1969. APGA. Anais...Vol.2., 33 páginas.

- JAMES, A.V.G. – Factors producing columnar structure in lavas and its occurrence near Melbourne, Australia. 1920. Jour. Geol., Vol. 28, pág.458-469.
- MORETTI, M.R. & SIGNER, S. – Francisco Lima de Souza Dias Filho (Jupiá). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 433-459.
- NIEBLE, C.M. & GUIDICINI, G. – Vinte anos de ensaios de Mecânica de Rochas aplicada às fundações de barragens no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo. In: VII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, 1971. CBGB. Anais...Vol. 1, 21 páginas.
- RUIZ, M.D. – Geologia Aplicada à Barragem de Jupiá: sistema Urubupungá. IPT São Paulo. 1963. 34 páginas (Publicação IPT nº 699).
- RUIZ, M.D. & CAMARGO, F.P. – Características mecânicas do maciço rochoso de fundação da barragem de Jupiá. Revista Águas e Energia Elétrica de São Paulo, Set./1966. Vol. 1, nº 3, pág. 37-57 (Publicação IPT nº 807).
- RUIZ, M.D. & CAMARGO, F.P. – A large scale field shear test on rock. In: I International Congress of the International Society for Rock Mechanics. Lisboa, 1966. ISRM. Anais...Vol. 1, pág. 257-261.
- RUIZ, M.D., CAMARGO, F.P., MIDEA, N.F., & NIEBLE, C.M. – Some considerations regarding the shear strength of rock masses. In: International Symposium on Rock Mechanics. Madrid, 1968. ISRM. Anais...Pág.159-169 (Publicação IPT nº 884).
- RUIZ, M.D., RE, G., CELESTINO, T.B. & BUOSI, M.A. – A synthesis of the geomechanical characteristics of basaltic masses as dam foundations. In: IV Congress of the International Society for Rock Mechanics. Montreux, 1979. ISRM. Ed. Balkema. Anais...Vol. 1, Tema 1, pág. 287-292.
- VARGAS, M. & RE, G. – Investigações geológicas e de Mecânica de Rochas para o projeto de fundações das barragens de Urubupungá. In: IX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. 1973. CBGB. Anais ...Vol. 2, 26 páginas.
- WATERS, A.C. – Determining direction of flows in basalts. Amer. Jour. Sci., Bradley. 1960. Vol. 258-A, pág. 350-366.

## 11.16.2 UHE JUPIÁ (FRANCISCO LIMA DE SOUZA DIAS FILHO) – RIO PARANÁ

### ▷ DESTAQUE: DESAGREGABILIDADE DOS BASALTOS E SUAS CONSEQUÊNCIAS

#### 11.16.2.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Jupiá se localiza no rio Paraná, divisa dos estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, cerca de 115 km a jusante da confluência dos rios Grande e Paranaíba. Construída entre 1962 e 1969, foi a primeira dentro do conjunto conhecido como Sistema Urubupunga. O arranjo da usina é apresentado na **Figura 11.16.1.1**, anterior.

#### 11.16.2.2 Desagregabilidade dos basaltos

Durante a construção da barragem, blocos de rocha basáltica, utilizados para proteção do talude montante das ensecadeiras de terra compactada, aparentemente resistentes no momento de sua

extração da pedreira da margem direita, passaram a apresentar indícios de desagregação. Decorridas somente algumas semanas, a maior parte dos blocos de basalto começou a apresentar uma rede intensa de fraturas, que aumentava progressivamente pela exposição a sol e chuva, finalizando por se desintegrar em inúmeros fragmentos de pequenas dimensões (Ruiz, 1963) (**Figura 11.16.2.1**).

Fatos similares já haviam sido observados no lastro da Estrada de Ferro Noroeste do Brasil, no trecho entre Andradina e Três Lagoas, bem como nas barragens de Barra Bonita e Bariri, ambas no rio Tietê (SP). Em todos os casos foi possível constatar a presença de um material de cor verde-garrafa, disseminado no seio da rocha ou preenchendo fraturas e vesículas. Ao longo das fraturas, o material esverdeado ocorria na forma de placas de espessura milimétrica, que se destacavam facilmente dos blocos de rocha durante os desmontes a fogo.



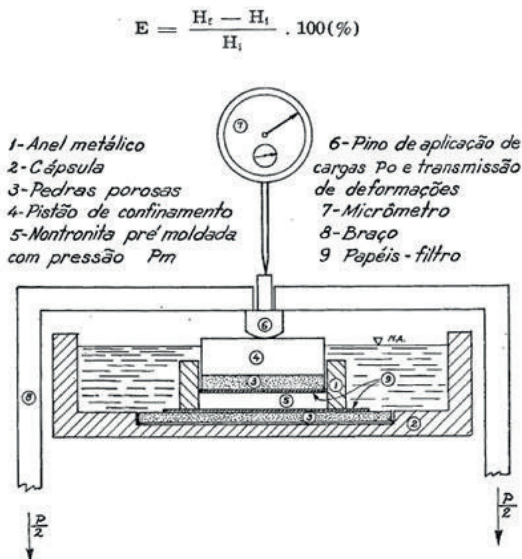
**Figura 11.16.2.1** - Jupia - Blocos de basalto vesicular em início de desagregação (Ruiz, 1963).

O assunto foi investigado pelo IPT de São Paulo, através de análises laboratoriais em microscopia petrográfica e eletrônica, térmica diferencial, capacidade de troca de cations, análise química e difração de raios X sobre amostras provenientes das barragens de Barra Bonita e Bariri (SP). O material esverdeado de preenchimento de vesículas e diaclases foi identificado como sendo o argilomineral nontronita, da família das esmectitas. Os argilominerais tem grande capacidade de adsorver água dentro de seu retículo cristalino, sem com isso mudar sua estrutura. Esta característica é devida à estrutura foliar destes minerais, permitindo que a água penetre nos espaços interlamelares, sem interação química com a estrutura básica (Frazão & Goulart, 1976). A grande capacidade de adsorção de líquidos de determinados argilominerais leva, por consequência, à sua expansão reticular na direção do empilhamento das camadas básicas. Assim, os mesmos minerais que apresentam grande capacidade de adsorção de água possuem também grande capacidade de expansão. Para algumas esmectitas foi observada uma expansão de várias vezes seu volume inicial após a adsorção de água, como se vê na **Tabela 11.16.2.1**, a seguir (Grim, 1962, in Frazão & Goulart, 1976).

**Tabela 11.16.2.1** – Jupuí - Expansão livre de alguns argilominerais (Grim, 1962, in Frazão & Goulart, 1976)

Ca - Montmorilonitas	45 - 145%
Na - Montmorilonitas	1400 - 2000 %
Illitas	15 - 115 %
Caulinitas	5 - 60 %
Haloisita	70%

Os ensaios de pressão de expansão realizados nas rochas basálticas de diversos sítios se baseiam na determinação da pressão necessária para manter constante a altura ou o volume de um corpo de prova imerso na água. O aparelho para este ensaio pode ser o esquematizado na **Figura 11.16.2.2**, para amostras remoldadas ou indeformadas. Ruiz (1961) em pesquisa realizada com montmorilonita de rochas basálticas do sítio da barragem de Bariri (SP) obteve diferentes valores de expansão para diversas pressões de moldagem e diferentes carregamentos estáticos. Corpos de prova moldados com pressão de moldagem de 2.000 kg/cm<sup>2</sup> acusaram expansão de 3% mesmo quando submetidos a 200 kg/cm<sup>2</sup> de carregamento estático.



**Figura 11.16.2.2** – Esquema de montagem para ensaio de expansibilidade (Ruiz, 1963).

O estudo das características petrográficas e tecnológicas das rochas basálticas da barragem de Jupuí, bem como dos demais sítios de barragens já referidos, evidenciou que, quando essas rochas apresentam em sua constituição minerais argilosos montmoriloníticos, ao atingirem um determinado grau de alteração mineralógica tornam-se inadequadas para emprego como materiais de construção. A **Figura 11.16.2.3** documenta o rápido processo de desintegração sofrido pela porção superficial de um enrocamento no acesso de uma ponte rodoviária sobre o rio Scuriu (MS).



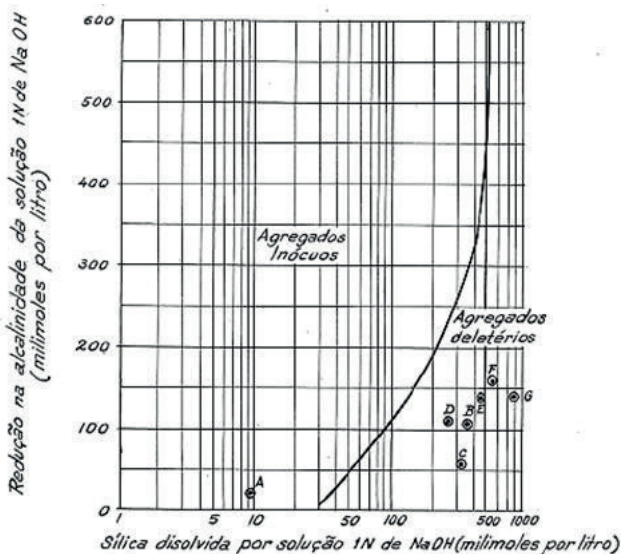
**Figura 11.16.2.3** – Jupuíá - Desagregação de rocha basáltica submetida às intempéries (Foto de J.A. Miotto, 1968).

Em Jupuíá, além da inviabilidade da utilização de basaltos semi-alterados como agregado para concreto, havia receios a respeito de seu emprego em corpos de enrocamento e *rip-rap*, permanentemente sujeitos a variações das condições meteorológicas e climáticas, indutoras de acelerado processo de intemperização. Nessas condições, a desintegração gradual dos blocos de basalto contendo minerais expansivos, além de incompatível com as exigências de integridade de rochas para *rip-rap*, isto é, para a proteção do paramento montante da barragem, afetaria também as características de resistência do corpo de enrocamento, podendo influenciar desfavoravelmente a segurança da obra. Na prática, a observação do processo de desintegração em basaltos utilizados no enrocamento da barragem da margem direita de Jupuíá, após a construção da obra, feita através da abertura de poços de inspeção, mostrou que este mecanismo somente afetava os estratos superficiais, deixando de ser perceptível à profundidade superior a um ou dois metros. Entendeu-se que, nesta profundidade, as oscilações de temperatura eram amortecidas e o teor de umidade variava menos do que em superfície, preservando a integridade do material rochoso, protegido pela camada superficial desagregada.

### 11.16.2.3 Cascalho como agregado para concreto

Em Jupuíá, as condições de ocorrência da rocha basáltica evidenciaram as dificuldades na exploração de pedreiras para fornecimento de agregados para concreto. O aspecto negativo prendia-se ao fato que o material potencialmente explorável se encontrava sob capeamento formado por aluviões, ou abaixo de camadas de brecha basáltica e/ou basalto vesicular, invariavelmente com espessura de diversos metros. A remoção desse capeamento tornaria onerosa a obtenção da rocha adequada para o fim pretendido, podendo-se contar somente com o emprego da rocha resultante das escavações obrigatórias, considerada volumetricamente insuficiente. As restrições ao emprego da rocha basáltica local como agregado para o concreto da obra motivaram uma mudança de orientação, no sentido de se utilizar o cascalho aluvionar para esta finalidade. O pontal do rio Sucuriu, afluente do rio Paraná pela margem direita, localizado nas imediações da

obra, pouco a montante do eixo da barragem, revelou a existência de volumosos depósitos de materiais naturais granulares na forma de sedimentos. Trata-se de terraços aluvionares, de idade terciária, constituídos por areia e cascalho, de granulometria variada, contendo delgadas lentes de sedimentos argilosos. A grande espessura e a disponibilidade volumétrica desses sedimentos granulares orientaram os estudos no sentido de sua utilização. A composição mineralógica de areias e cascalhos resultou extremamente diversificada, constituída por quartzo, quartzito, ágatas, calcedônea, arenito silicificado, calcáreos oolíticos silicificados, chert e concreções ferruginosas, revelando grande diversidade das fontes dos materiais constituintes, que abrangiam o embasamento cristalino, ultrapassando os limites da região basáltica. Comprovada a disponibilidade de materiais granulares naturais para emprego em concreto, as atenções foram orientadas para a avaliação de eventuais reações entre o cimento a ser utilizado e os minerais potencialmente reativos, uma vez que concretos confeccionados com esses materiais poderiam apresentar deterioração, comprometendo sua durabilidade (Ruiz, 1963). Opalas e calcedôneas, bem como algumas formas de quartzo micro ou criptocristalino, ou intensamente microfaturado, presentes nos depósitos de areia e cascalho do Sucuriu foram consideradas deletérias e motivaram a realização de análises laboratoriais, que confirmaram sua reatividade potencial (**Figura 11.16.2.4**).



**Figura 11.16.2.4** - Jupirá - Distinção entre agregados inócuos e deletérios com base no ensaio de redução de alcalinidade (C289-61T) (Ruiz, 1963).

Com base nos resultados dos ensaios e nas análises mineralógicas, concluiu-se que o emprego desses agregados devia ser condicionado à adoção de medidas capazes de corrigir a propensão à reatividade. As alternativas disponíveis consistiam no uso de cimentos de baixo teor em álcalis ou na utilização de pozolanas no concreto. Em Jupirá, a existência de lagoas nas imediações da obra sobre depósitos de argilas recentes fez a escolha pender para a segunda alternativa, uma vez que seria tecnicamente possível e economicamente vantajoso implantar uma fábrica de pozolana nas imediações da obra. O emprego de pozolanas, além de evitar os inconvenientes dessas reações nocivas, apresentava ainda as seguintes vantagens: baixo custo de produção, redução do calor de hidratação, aumento da resistência do concreto à compressão após um ano de idade, melhoria da trabalhabilidade e aumento da resistência ao ataque de águas agressivas (Ruiz, 1963). A fabricação de pozolana artificial passou a ser feita na própria obra, por meio de calcinação das argilas a 850°C e posterior moagem. Avaliou-se, também, que o material artificial assim obtido poderia substituir até 30% do cimento.

#### 11.16.2.4 Considerações finais

Em Jupuí, a desagregabilidade dos basaltos, que já havia sido observada em obras anteriores, notadamente em Barra Bonita e Bariri, adquiriu relevância crítica, por afetar o maciço rochoso local a ponto de impedir a utilização da rocha como agregado para concreto e, mesmo, para a obtenção de grandes blocos que se destinariam à proteção da barragem na forma de *rip-rap*. Optou-se, então, por utilizar agregados naturais, na forma de cascalho fluvial, encontrado em abundância nos terraços sedimentares do rio Sucuriu. Foi necessário, para tanto, desenvolver uma tecnologia própria, para evitar problemas de reatividade do novo agregado com os álcalis do cimento utilizado, culminando com a implantação de uma fábrica de pozolana nas imediações da obra.

#### 11.16.2.5. Material consultado

- FARJALLAT, J.E.S. – Observações sobre a desagregação do basalto compacto utilizado no enrocamento do aterro da ponte do rio Sucuriu. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1969. APGA. Anais...Vol. 3, 9 páginas. Publicação IPT nº 902.
- FARJALLAT, J.E.S. – Relato sobre a desagregabilidade de rochas e problemas relativos à sua aplicabilidade. In: IV Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo, 1972. Anais...Vol. 2A, pág. 19-53.
- FARJALLAT, J.E.S. – Physical problems of the degradation of basalts. In: II International Congress of the International Association of Engineering Geology. São Paulo, 1974. ABGE/IAEG. Anais... Vol. 3, pág. 207-230.
- FARJALLAT, J.E.S., MONTEZZO NETO, V. & RATTI, G. – Relações entre desagregação de rochas basálticas e seu conteúdo em argilas expansivas. In: IV Semana Paulista de Geologia Aplicada, 1972. São Paulo. ABGE. Anais...20 páginas.
- FRAZÃO, E.B. & CARUSO, L.G. – Síntese do conhecimento sobre alterabilidade de rochas basálticas como materiais de construção em algumas barragens da bacia do Alto Paraná. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, São Paulo, 1983. São Paulo, ABMS/ABGE/CBMR. Anais...Vol. 2A, pág. 21-33.
- FRAZÃO, E.B. & FRASCÁ, M.H.B.O. – Relação entre o índice petrográfico e índices de alterabilidade na previsão da desagregabilidade de rochas basálticas. In: IX Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. 1999. Anais...10 páginas.
- GITAHY, H.S. – O problema dos agregados para o concreto da Barragem de Jupuí. IPT, São Paulo. 1963. 24 páginas (Publicação IPT nº 692).
- MORETTI, M.R. & SIGNER, S. – Francisco Lima de Souza Dias Filho (Jupuí). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 433-459.
- RUIZ, M.D. – Estudos das características expansivas de uma argila verde que ocorre em rochas basálticas da barragem de Bariri (SP). Relatório de Pesquisa nº 59. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. 1961. 38 páginas (Publicação IPT nº 679).
- RUIZ, M.D. – Geologia Aplicada à Barragem de Jupuí: sistema Urubupungá. IPT, São Paulo. 1963. 34 páginas. (Publicação IPT nº 699).
- RUIZ, M.D. – Mecanismo de desagregação de rochas basálticas semi alteradas. In: II Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. São Paulo, 1963. ABMS. Anais... Vol.1, pág. 534-543 (Publicação IPT nº 696).

RUIZ, M.D. & CAMARGO, F.P. – Características mecânicas do maciço rochoso de fundação da barragem de Jupuí. Revista Águas e Energia Elétrica de São Paulo, Set./1966, Vol. 1, nº 3, pág. 37-57 (Publicação IPT nº 807).

VARGAS, M. & RE, G. – Investigações geológicas e de Mecânica de Rochas para o projeto de fundações das barragens de Urubupungá. In: IX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. 1973. CBGB. Anais ...Vol. 2, 26 páginas.

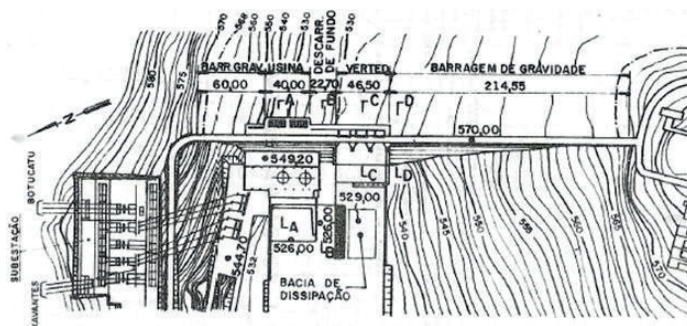
YOSHIDA, R. – Contribuição ao conhecimento de características tecnológicas de materiais rochosos. Tese de Doutorado. 1972. IG-USP. São Paulo. 2 volumes.

## 11.17 JURUMIRIM (ARMANDO LAYDNER) - RIO PARANAPANEMA

### ▷ DESTAQUE: CONDIÇÕES ESTRATIGRÁFICAS E TECTÔNICAS PECULIARES

#### 11.17.1 Introdução

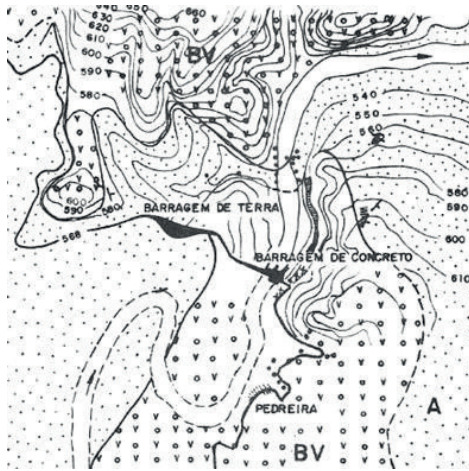
O Aproveitamento Hidrelétrico de Jurumirim (Armando Laydner) se localiza no rio Paranapanema, divisa dos estados do Paraná e São Paulo, a jusante da confluência do rio Taquari e a montante da UHE Chavantes, nos municípios de Piraju e Cerqueira Cesar, distando cerca de 17 km da cidade de Piraju. Trata-se de um dos mais antigos empreendimentos em rochas basálticas na Bacia do Paraná, tendo sido construído entre 1956 e 1962. A **Figura 11.17.1** apresenta o arranjo da usina. O empreendimento consiste em uma barragem de concreto, complementada por um dique de aterro compactado presente na ombreira esquerda, a alguma distância do barramento principal, em correspondência a uma sela topográfica (**Figura 11.17.2**).



**Figura 11.17.1** – Jurumirim - Arranjo geral (ABGE/ABMS, 1983).

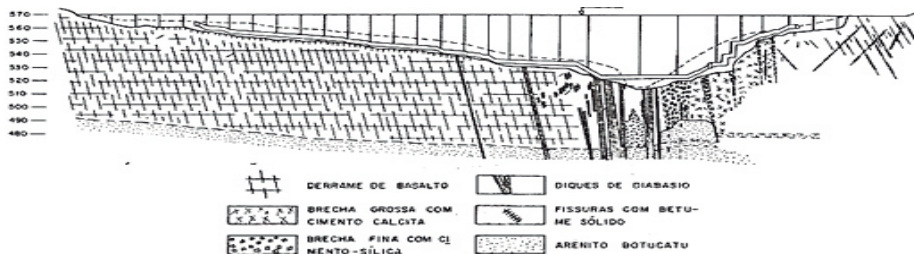
#### 11.17.2 Geologia

O sítio da barragem se localiza na borda leste da área basáltica da Bacia do Paraná, no limite do flanco nordeste do Arco de Ponta Grossa, formado pelo chamado Alinhamento Estrutural de Guapiara. A região é caracterizada por forte remodelação erosiva, que reduziu o número de derrames para um ou dois, tendo sido o basalto removido por completo em muitas áreas, proporcionando o afloramento dos arenitos brandos das formações Piramboia e Botucatu, estratigraficamente sotopostas à formação basáltica Serra Geral. Na **Figura 11.17.2** constata-se que a barragem foi implantada sobre uma “ponte” de basaltos, apoiada sobre os arenitos brandos, solução adotada, na mesma época, na construção da barragem da UHE Barra Bonita, no rio Tietê.



**Figura 11.17.2** – Jurumirim – Mapa geológico. BV – Basalto vesicular; A – Arenito (Haberlehner, 1983).

Essa ponte de basalto é constituída por dois derrames superpostos. O de posição superior é formado por basalto compacto, cinza escuro, intemperizado em sua porção superior, somente passando a rocha sã em profundidade. A ausência do horizonte superficial de basalto vesicular se deve ao processo erosivo generalizado por que a região passou. A espessura máxima do derrame superior foi definida em 40 metros, por sondagens feitas na ombreira direita. O derrame inferior, primeiro no histórico de extravasão basáltica na região, possui espessura de apenas cinco metros. Nas áreas onde o basalto foi removido totalmente as camadas de arenito pouco coerente afloram lado a lado com vestígios de basaltos mais resistentes. Na região, o quadro geológico estrutural é ulteriormente complicado pelos falhamentos do sistema da serra da Fartura e pelo grande número de diques intrusivos e de soleiras basálticas, presentes também na área da barragem. As direções preferenciais dos diques situam-se na faixa entre NW e NNE. O fraturamento intenso e a alteração profunda geraram condições que dificultaram ulteriormente a implantação das obras. **Figura 11.17.3** traz uma seção longitudinal esquemática pelo eixo da barragem, vista de montante para jusante. Durante as escavações para a fundação da casa de força foi descoberto um enxame de diques de diabásio subverticais, cortando os derrames basálticos, em correspondência ao leito do rio, com espessura variando entre poucas dezenas de centímetros até três metros. Junto à margem direita, o enxame de diques se intercala com brecha basáltica de matriz silicosa e/ou calcária, sinalizando a presença de uma zona de forte tectonismo.



**Figura 11.17.3** – Jurumirim - Seção geológica longitudinal (Haberlehner, 1983).

No sítio foram executadas 14 sondagens rotativas, com profundidade variando entre 12 e 40 metros. Em diversos locais das escavações foi observada a presença de betume preto, na faixa de contato entre um dique e o basalto encaixante. Quando exposto ao calor do sol, o betume

adquiria a consistência de um líquido viscoso, formando gotas que escorriam pelas fendas da brecha. A presença de betume sinaliza a migração de hidrocarbonetos, possivelmente armazenados no arenito sotoposto à cobertura basáltica e liberados pelas escavações. Os hidrocarbonetos são indicativos de que na bacia do Paraná, ao menos em ambientes restritos, houve condições para a formação e acumulação de petróleo, alvo de pesquisas infrutíferas pela Paulipetro na década de 80, no Estado de São Paulo.

### 11.17.3 Considerações finais

No histórico de construção de barragens em rocha basáltica, nos estados de São Paulo e Paraná, a Usina Hidrelétrica de Jurumirim somente foi precedida pela de Salto Grande, construída na mesma região geologicamente complexa, por situar-se na borda oriental da bacia do Paraná. No sítio de Jurumirim foi possível perceber a complexidade de condições geológicas impostas pelo tectonismo regional e pelo intenso intemperismo que afetou as rochas locais.

### 11.17.4 Material consultado

FREITAS, R.O. – Relatório geológico sobre a barragem de Jurumirim. Boletim de Geologia. São Carlos, Escola de Engenharia, nº 10 (Publicação da EESC/USP, 24, 1958).

HABERLEHNER, H. – Aspectos geológicos e geotécnicos das fundações das barragens de Jurumirim, Xavantes e Salto Grande no vale do rio Paranapanema. In: Simpósio da Bacia do Alto Paraná. São Paulo. 1983. ABGE/ABMS/CBMR. Anais...Vol. IIB, Pág. 1-

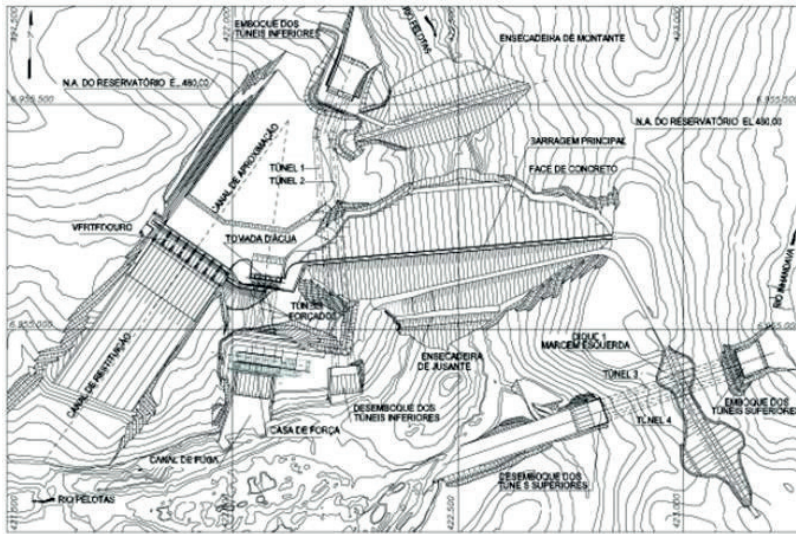
PIMENTA, C. & VASCONCELOS, M.L. – Armando A. Laydner (Jurumirim). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 461-472.

## 11.18 MACHADINHO - RIO PELOTAS

### ▷ DESTAQUE: INTEMPERISMO EM DERRAME DE LAVAS ÁCIDAS

#### 11.18.1 Introdução

A UHE Machadinho se localiza no rio Pelotas, cerca de 1,2 km a jusante da foz do rio Inhandava (ou Forquilha), afluente pela margem esquerda, na divisa dos municípios de Pirituba, no Estado de Santa Catarina e Maximiliano de Almeida, no Estado do Rio Grande do Sul. O aspecto morfológico principal na área é o relevo modelado em vales profundos, com desníveis que atingem duas centenas de metros. O arranjo do aproveitamento tira partido das condições fisiográficas locais, em que o traçado do rio Pelotas apresenta uma forte alça e é represado por uma barragem de enrocamento com face de concreto. Dois conjuntos de túneis de desvio recebem as águas do rio Pelotas (túneis 1 e 2, na margem direita) e do rio Inhandava (túneis 3 e 4, na margem esquerda). As estruturas de vertimento e geração se concentram na margem e ombreira direita. A adução das águas à casa de força é feita por túneis e condutos forçados. Dois diques auxiliares, um em cada margem, completam o arranjo das estruturas (**Figura 11.18.1**).



**Figura 11.18.1** - Machadinho - Arranjo geral (Humes & outros, 2001).

### 11.18.2 Geologia

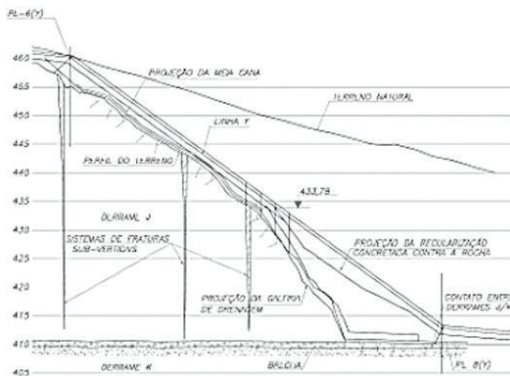
No sítio das obras, o substrato rochoso é constituído por um derrame de riodacito (de composição ácida), com cerca de 90 metros de espessura, designado por derrame J, sobreposto a dois derrames de natureza básica, denominados K e L, com espessura de 20 a 25 metros o primeiro e de 35 a 40 metros o segundo. Estima-se que a sequência de derrames basálticos na área possua espessura total da ordem de 400 a 500 metros, apoiada sobre os arenitos eólicos da formação Botucatu. O derrame J apresenta características peculiares, que o diferenciam dos dois derrames sotopostos. Neste derrame predomina um sistema de fraturas subverticais e inclinadas em cerca de  $45^\circ$ , com preenchimento de solo e/ou blocos envoltos por solo, que podem apresentar espessura métricas nas proximidades da superfície do terreno, com tendência à redução com a profundidade. Na base do derrame, ocorre a formação de lentes de solo, também com espessura métrica e com tendência de redução à medida que se caminha para o interior do maciço. O avanço do intemperismo no derrame J foi intenso, provavelmente favorecido pelo elevado grau de fraturamento da rocha e pela facilidade com que a água penetrou em profundidade através de um sistema de fraturas verticais de origem tectônica e, também, pelo sistema de fraturas primárias inclinadas. Ao atingir a base do derrame J, o fluxo d'água foi impedido de se aprofundar ulteriormente pela camada de brecha basáltica do topo do derrame K, de baixa permeabilidade, fluindo então através do sistema de fraturas basais do próprio derrame J e propiciando a decomposição da rocha, com a formação de faixas de solo ao longo do contato entre os dois derrames. Além do fraturamento, considera-se que o bandamento magmático do derrame J, formado pela alternância de porções visivelmente mais escuras com outras mais claras e de mais fácil intemperização, tenha contribuído para o quadro acima referido. O alívio de tensões nas porções de maciço mais próximas à superfície, decorrente do processo de formação e entalhe dos vales fluviais teria, também, contribuído para a intensificação do fraturamento no derrame J. Resulta, assim, nas ombreiras da barragem uma espessura de solo de até 20 metros, com intensa presença de matações imersos em matriz terrosa, podendo-se também encontrar trechos do maciço rochoso preservados no meio da massa de solo.

### 11.18.3 Condicionantes geológicos no projeto

Em virtude de sua natureza petrográfica e de seu processo intemperização, as características do derrame J afetaram o projeto das estruturas em áreas de relevante importância, notadamente nas condições de fundação do plinto da barragem, na cobertura dos túneis de adução e na área de restituição do vertedouro.

#### Área do plinto da barragem

Na área do plinto da barragem, a espessa cobertura de solo, que alcançava em alguns pontos a 20 metros e que continha relevante quantidade de blocos de rocha preservados, teve que ser inteiramente removida, até que se alcançasse o substrato rochoso adequado para fundação. A configuração final da superfície de escavação, na área do plinto, consistiu em taludes íngremes e altos, de até 50 metros e inclinação que localmente atingia cerca de  $65^{\circ}$ , alternadamente a patamares de rocha horizontais. A **Figura 11.18.2** documenta a seção final de escavação pelo plinto na ombreira direita da barragem.



**Figura 11.18.2** - Machadinho - Seção pelo plinto na ombreira direita da barragem (Humes & outros, 2001).

Tanto na ombreira direita, quanto na esquerda, o maciço rochoso do derrame J era visivelmente afetado por fraturas subverticais que se aprofundavam por dezenas de metros e exibiam um preenchimento erodível, formado por solo e fragmentos de rocha, com espessura de até algumas dezenas de centímetros. Tais feições somente foram constatadas no decorrer da construção da barragem, visto que dificilmente seriam detectadas por uma campanha de sondagens mecânicas, a menos que estas fossem inclinadas. Foi também constatada, na ombreira esquerda, a existência de vazios entre blocos de rocha, com dimensões variáveis, de até algumas dezenas de centímetros, em decorrência de um mecanismo de basculamento dos blocos. Possivelmente, essas feições decorreram do alívio de tensões associado à formação do vale fluvial, quando o desconfinamento lateral ensejou a movimentação dos blocos de rocha. Aqui, também, pondera-se que uma campanha convencional de sondagens teria dificuldade para identificar os vazios, atribuindo-os eventualmente a perdas de recuperação de material incoerente.

#### Túneis de adução

Na área da tomada d'água e dos túneis de adução, as sondagens mecânicas indicavam que o maciço rochoso exibia boas características geomecânicas. Entretanto, a situação observada durante as escavações diferia bastante, seja pela intensidade do fraturamento, seja pelo nível



Maiores detalhes podem ser encontrados no trabalho de Humes & outros, apresentado ao XXIV SNGB (2001).

#### 11.18.4 Considerações finais

Em Machadinho, registraram-se as diferenças comportamentais entre derrames formados por lavas básicas e ácidas perante os agentes do intemperismo, sendo que essas últimas se revelaram mais suscetíveis ao processo de degradação. As reais condições de fundação das estruturas apresentaram divergências em relação às expectativas de projeto em diversas áreas do empreendimento. Algumas dessas divergências poderiam ter sido percebidas nas etapas de investigação, caso as sondagens mecânicas, ao menos parte delas, tivessem sido executadas inclinadas. Outras discrepâncias, entretanto, somente poderiam ser identificadas antes das escavações se as campanhas de investigações contassem com uma densidade muito alta de sondagens, o que dificilmente encontraria justificativas plausíveis. A adoção de técnicas de investigação indireta, por geofísica, é recomendável em circunstâncias similares como medida complementar, pela rapidez e baixo custo. Entende-se, entretanto, que as chamadas surpresas geológicas fazem parte da prática de projeto e construção em barragens e que dificilmente deixarão de se manifestar, sendo praticamente inviável se antecipar a todas elas.

#### 11.18.5 Material consultado

- CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens – Machadinho spillway. In: Large Brazilian Spillways. 2002. Rio de Janeiro. Pág. 87-97.
- HUMES, C., MAURO, V. & ALVES, A.J. – UHE Machadinho Projeto do plinto e tratamento de fundação da barragem principal. In: XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Fortaleza, 2001. CBGB. Anais...Vol. 3, pág. 421-438.
- HUMES, C., MAURO, V. & ALVES, A.J. – Considerações sobre o projeto dos túneis forçados com baixa cobertura da UHE Machadinho. In: XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Salvador, 2003. CBGB. Anais...Tema 91, A01, pág. 28-37.
- MARQUES FILHO, P.L., CORREIA, P.C.F., LEVIS, P. & ANDRADE, C.A.V. – Características usuais e aspectos peculiares do manto de alteração e transição solo rocha em basaltos. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Itapema, 1981. ABGE. Anais ...Vol. 2, pág. 53-72.

### 11.19 MAIA FILHO (JACUÍ) - RIO JACUÍ

#### ▷ DESTAQUE: PIONEIRISMO NOS ENSAIOS DE MECÂNICA DAS ROCHAS

##### 11.19.1 Introdução

A UHE Maia Filho se localiza no rio Jacuí, no centro norte do Estado do Rio Grande do Sul, no município de Salto do Jacuí, tendo sido inaugurada em 1962. Seu arranjo é constituído por uma barragem de concreto gravidade, com 430 metros de extensão e altura máxima de 25 metros. A adução é realizada por um túnel de 1.200 metros de extensão e diâmetro de nove metros. A queda líquida é de 96 metros. A **Figura 11.19.1** apresenta o arranjo geral do aproveitamento.



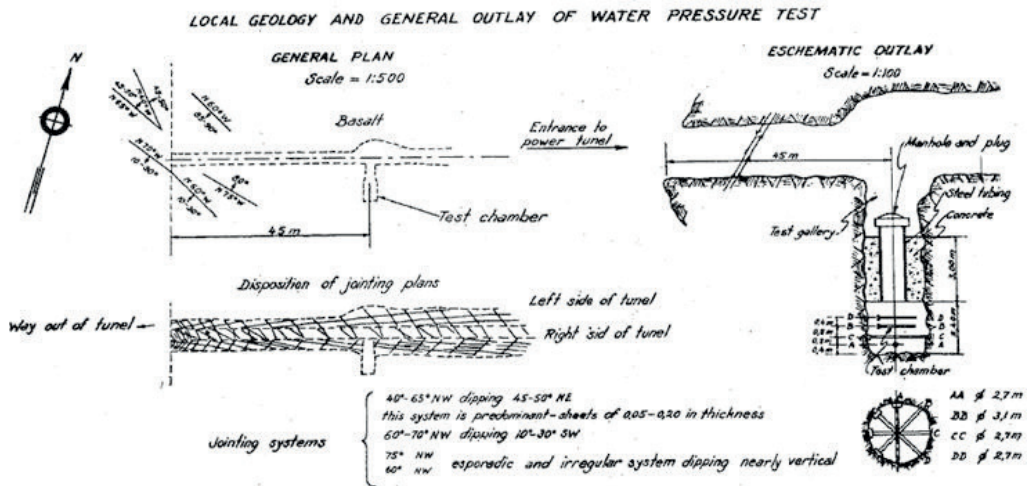
**Figura 11.19.1** – Maia Filho – Arranjo geral do aproveitamento. Assinalado o alinhamento do túnel de adução (Google Earth, 27/10/2021).

### 11.19.2 Geologia

A geologia é constituída por uma sequência de derrames basálticos superpostos, de espessura total não determinada. O maciço local apresenta um complexo sistema de compartimentação, ao qual se somam juntas tipicamente de alívio de tensões, além de estarem presentes zonas de alteração pronunciada.

### 11.19.3 Ensaios de mecânica das rochas

O sítio de Maia Filho foi pioneiro na realização de ensaios Mecânica das Rochas *in situ*, voltados à determinação das características de elasticidade do meio rochoso. Para a determinação do módulo de elasticidade, foram realizados ensaios comparativos, utilizando duas técnicas diferentes. A primeira consistiu na utilização de macacos hidráulicos em uma galeria propositadamente aberta no maciço rochoso na lateral do túnel de adução. A segunda consistiu na execução de um ensaio em câmara pressurizada com água. Foram também executados ensaios laboratoriais em amostras de rocha, para fins comparativos com os resultados de campo. A **Figura 11.19.2** documenta aspectos da geologia local, bem como o arranjo do ensaio com macacos hidráulicos. Observa-se que, para medição de deformações, foram utilizadas quatro células de pressão.



**Figura 11.19.2** – Maia Filho – Geologia local e esquema dos ensaios de deformabilidade (Pichler, 1958).

Uma primeira série de ensaios foi feita com o maciço rochoso em sua condição natural, enquanto a segunda série foi realizada após a execução de injeções de calda de cimento no maciço. Os resultados dos ensaios constam da **Tabela 11.19.1**.

**Tabela 11.19.1** – Maia Filho – Resultados dos ensaios de deformabilidade (Pichler, 1958)

CÉLULA DE PRESSÃO	DIREÇÃO	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kg/cm <sup>2</sup> )	
		Antes das injeções	Após as injeções
AA	Vertical	63.300	80.700
BB	45°	122.700	163.000
CC	Horizontal	176.000	18.700
DD	45°	---	11.750

Pichler (1958) admite que o baixo valor de  $E$  obtido na direção horizontal (CC), após as injeções, possa ser atribuído a procedimento deficiente de injeção, que teria forçado a abertura de discontinuidades, em vez de injetá-las. O mau funcionamento da célula de pressão impediu a medição de deformações na direção DD. Uma segunda série de ensaios foi realizada com a utilização de macacos hidráulicos, conforme ilustra a **Figura 11.19.3**, adotando-se procedimento já empregado em países europeus, especialmente em Portugal. Dois ensaios foram feitos no mesmo local, sendo um na horizontal e outro na vertical. Em ambos os casos, os incrementos de pressão variaram entre 5 kg/cm<sup>2</sup> e 30 kg/cm<sup>2</sup>. Tal como anteriormente, o primeiro ensaio foi feito com o maciço na condição natural e o segundo após realização das injeções. O módulo de elasticidade foi calculado pela média das deformações correspondentes à pressão de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

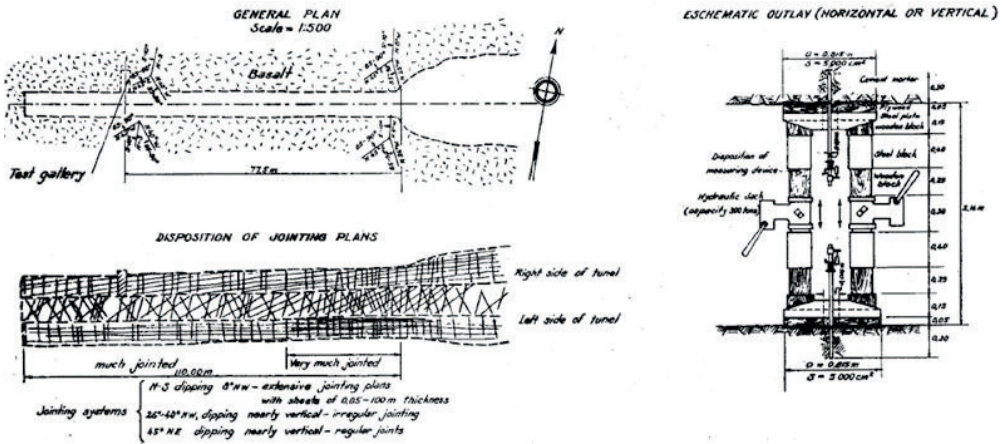


Figura 11.19.3 – Maia Filho – Geologia local e esquema dos ensaios de macaqueamento hidráulico (Pichler, 1958).

Os resultados dos ensaios realizados com macaco hidráulico são apresentados na Tabela 11.19.2 e aparentam maior coerência do que aqueles obtidos em câmara pressurizada.

Tabela 11.19.2 – Maia Filho – Resultados dos ensaios de deformabilidade (Pichler, 1958)

DIREÇÃO	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kg/cm <sup>2</sup> )			
	Antes das injeções		Após as injeções	
	Lado direito	Lado esquerdo	Lado direito	Lado esquerdo
1. Horizontal	94.000	162.000	---	---
2. Horizontal	---	---	127.000	192.000
	Lado superior	Lado inferior	Lado superior	Lado inferior
3. Vertical	33.500	42.500	---	---
4. Vertical	---	---	24.000	85.000

Finalizando, Pichler (1958) ponderou que o ensaio com macaco hidráulico poderia substituir com vantagens aquele realizado em câmara pressurizada com água. Considerou, também, que a realização de injeções não necessariamente melhoraria as características de elasticidade do maciço rochoso, ao menos a julgar pelos resultados dos ensaios realizados em Maia Filho. A relação obtida entre o módulo de elasticidade determinado no campo e em amostras de laboratório foi da ordem de 1 para 3.

#### 11.19.4 Considerações finais

O relato a respeito de Maia Filho adquire importância pelo pioneirismo dos ensaios de Mecânica das Rochas realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, sob a condução dos Eng<sup>os</sup>. Pichler e Campos, não apenas em rocha basáltica neste sítio, como também em outras litologias [UHEs Paulo Afonso (BA) e Cubatão (SP)]. Esses ensaios, conjuntamente aos de cisalhamento *in situ* e em laboratório, viriam a ser executados em maior escala nas décadas de 60 e 70 nas grandes hidrelétricas construídas naquele período.

### 11.19.5 Material consultado

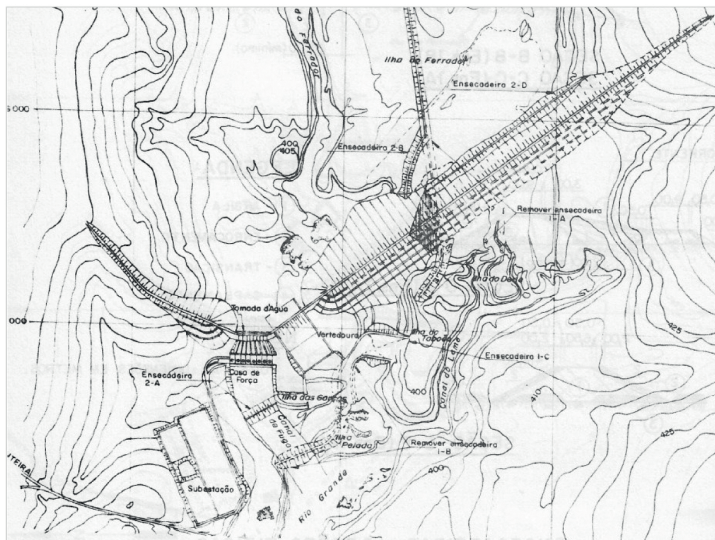
PICHLER, E. - Rock characteristics of the basaltic formation of Maia Filho dam site. In: VI International Congress on Large Dams. Paris, 1958. ICOLD. Anais...Vol. 4, pág. 589-600.

## 11.20 MARIMBONDO - RIO GRANDE

### ▷ DESTAQUES: CANAL PROFUNDO E PERMEABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO

#### 11.20.1 Introdução

A UHE Marimbondo se situa no rio Grande, na divisa dos estados de Minas Gerais e São Paulo, cerca de um quilômetro a montante da Ponte Mendonça Lima, que liga as cidades de Içém (SP) e Fronteira (MG). O arranjo da usina é tipicamente de vale aberto e as estruturas de concreto ocupam a margem direita e são ladeadas por barragens de terra. A **Figura 11.20.1** apresenta o arranjo geral da obra.



**Figura 11.20.1** - Marimbondo - Arranjo geral da obra (ABMS/ABGE,1983).

#### 11.20.2 Geologia

A geologia local é constituída por uma seqüência de derrames basálticos, quatro dos quais, de maior interesse ao aproveitamento, foram investigados e individualizados, cada qual com aproximadamente 20 metros de espessura. Camadas de brecha basáltica pouco espessas ocorrem em alguns níveis, intercaladas aos derrames. Os contatos entre derrames são zonas de permeabilidade moderada a alta. Na ombreira direita, em cotas mais elevadas, foram encontrados os sedimentos arenosos da formação Bauru. A **Figura 11.20.2** traz a seção geológica longitudinal esquemática

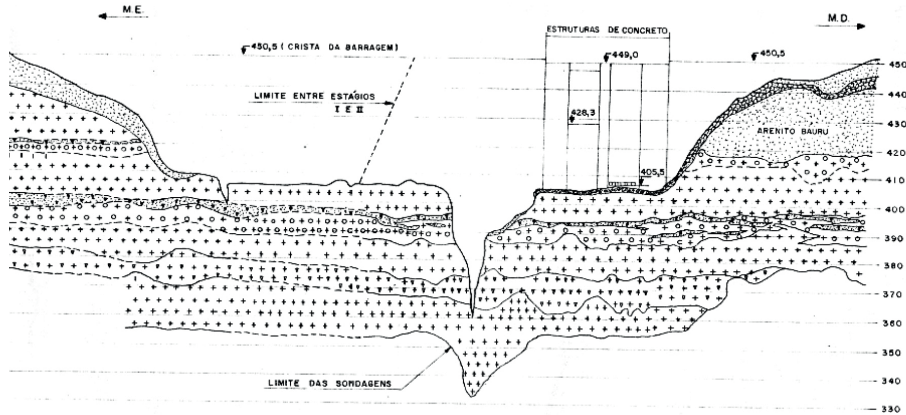


Figura 11.20.2 - Marimbondo - Seção geológica esquemática longitudinal (Shimabukuro & outros, 1983).

### 11.20.3 Aspectos geológicos estruturais relevantes

As investigações de superfície e os perfis das sondagens haviam indicado que o maciço rochoso de apoio às estruturas de concreto era estruturalmente adequado, mas durante as escavações para a implantação da tomada d'água constatou-se intenso intemperismo da rocha até profundidade significativa, ao longo das juntas principais do derrame superior, constituído essencialmente por basalto denso. Observou-se, também, a existência de três horizontes permeáveis nas elevações 360 m, 380 m e 395 m, que exigiam atenção especial. Na fundação das estruturas de concreto, devido ao fraturamento do maciço rochoso, optou-se pela execução de quatro linhas de injeções de calda de cimento, paralelamente ao eixo das estruturas, executadas em quatro estágios de intercalação. Na fundação da barragem de terra no leito do rio, o aspecto estrutural mais importante era representado pelo profundo canal do Ferrador, que alcançava em sua base a elevação 360 m, isto é, mais de 40 metros abaixo da plataforma rochosa natural do leito do rio. Em correspondência ao canal profundo, a altura máxima da barragem de terra atingia o dobro da altura do restante da barragem, o que deixava entrever a probabilidade de ocorrência de trincas no aterro, em virtude de deformações diferenciais acentuadas. As paredes do canal se apresentavam em degraus irregulares, com muitas saliências e reentrâncias, deixando entrever dificuldades no processo de compactação do aterro. Em face deste problema, o projeto da barragem sofreu diversas alterações, dentre as quais: a) o abatimento dos taludes do canal para 3V:1H; b) o preenchimento do canal com aterro em teor de umidade mais baixo na porção inferior e na umidade ótima em sua porção mais alta, de modo a reduzir as zonas de tração; c) o incremento da espessura dos filtros a jusante da zona do canal. O abatimento dos taludes do canal foi minimizado, por estudos em modelo matemático por elementos finitos (Silveira & outros, 1976).

### 11.20.4 Considerações finais

O sítio de implantação da barragem de Marimbondo apresentava alguns componentes frequentes em maciços basálticos: de um lado, a presença de um profundo canal no talvegue do rio, fruto de processo erosivo, possivelmente em correspondência a alguma feição geológica de maior fraqueza estrutural; de outro lado, permeabilidade elevada ao longo de contatos entre derrames, além de uma acentuação no nível de intemperismo do maciço de fundação da tomada d'água. Todos esses fatores acarretaram a necessidade de adaptação do projeto às circunstâncias, que somente se tornaram evidentes na fase construtiva da obra.

### 11.20.5 Material consultado

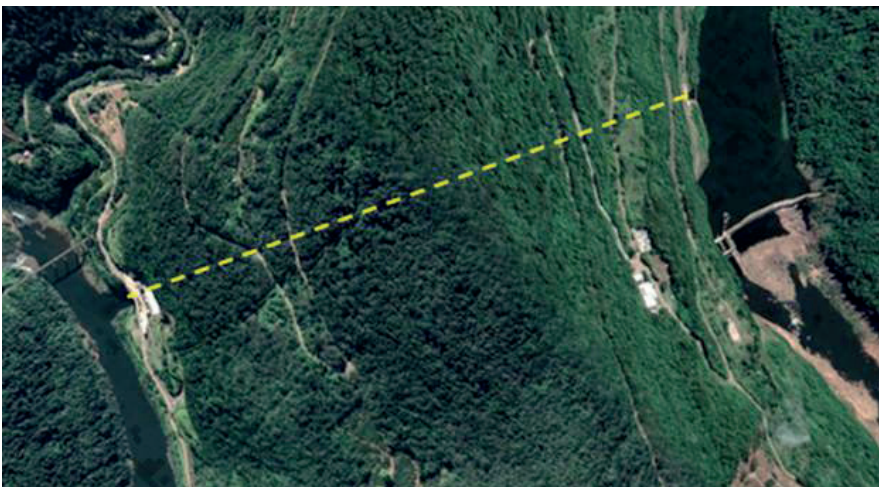
- CBGB – Comitê Brasileiro de Grandes Barragens – Marimbondo dam. In: Main brazilian dams: design, construction and performance. Rio de Janeiro. 1982. Pág. 261-267.
- MELLO, F.M. – Ensaios in situ de injetabilidade de maciços rochosos. In: XXVIII Congresso Brasileiro de Geologia. Porto Alegre, 1984. SBG. Anais...Vol. 7, pág. 99-111.
- SHIMABUKURO, M., DUARTE, W.M. & VILLARES, M.C.L. – Marimbondo. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 493-518.
- SILVEIRA, E.B.S., AVILA, L.P., EIGENHEER, L.P.Q.T. & FRANCO, J.O.J. - Filters and drains of Marimbondo dam. In: XII International Congress on Large Dams. 1976. ICOLD. Anais...Q.45 – R.48. Pág. 793-803.
- SILVEIRA, E.B.S., LIMA, V.M. & GAIOTO, N. – Discontinuity in dam foundation systems: where, how and wich detrimental consequences have been avoided. In: XIII International Congress on Large Dams. Nova Delhi, 1979. ICOLD. Anais...Vol. 1, pág. 1023-1046.

## 11.21 MONTE CLARO – RIO DAS ANTAS

### ▷ DESTAQUE: DESCOMPRESSÃO BRUSCA NO TÚNEL DE ADUÇÃO

#### 11.21.1 Introdução

A UHE Monte Claro está localizada no rio das Antas, no Estado do Rio Grande do Sul, na divisa entre os municípios de Bento Gonçalves e Veranópolis. O arranjo da usina tira partido da presença de uma alça no traçado do rio, de modo a aproveitar o desnível natural existente entre a barragem e a casa de força. A **Figura 11.21.1** mostra o arranjo e indica o percurso do túnel de adução, que possui uma extensão de 1.100 metros.



**Figura 11.21.1** – Monte Claro – O arranjo das obras tira partido da alça do rio das Antas. Sinalizado o alinhamento do túnel de adução (Google Earth, 20/04/2021).

### 11.21.2 Geologia

Na região do empreendimento, o rio das Antas e seus afluentes entalham profundamente o planalto formado pelos derrames basálticos, com desníveis altimétricos nos vales encaixados que ultrapassam algumas centenas de metros. Não foram encontradas informações a respeito da espessura basáltica local que, por analogia com o sítio da vizinha UHE Castro Alves, deve alcançar muitas centenas de metros.

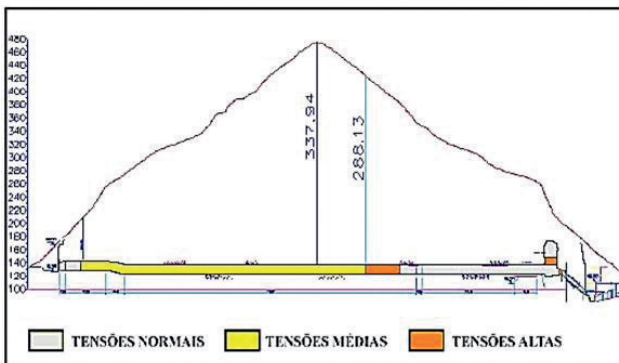
### 11.21.3 Manifestações de descompressão

O túnel de adução de Monte Claro possui uma extensão de 1.100 metros e sua seção é em arco retângulo, com altura de 12,50 metros. A escavação do túnel ocorreu em duas etapas, sendo escavada primeiramente a calota e em seguida o rebaixo da bancada. A cobertura máxima do túnel é de aproximadamente 340 metros. Durante as escavações da calota começou a ocorrer uma série de estouros, com despreendimento de lascas lamelares de rocha, em particular da abóbada do túnel, sinalizando o fenômeno de descompressão brusca por alívio de tensões (*rockburst*). A configuração final da seção do túnel acusou, em longos trechos, a formação de capelas na abóbada, documentadas na **Figura 11.21.2**.



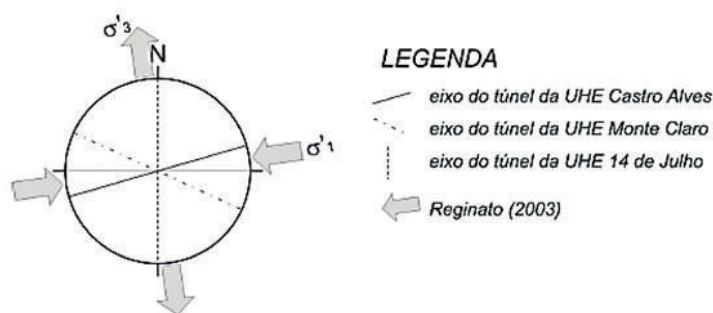
**Figura 11.21.2** - Monte Claro  
- A forma final da seção do túnel reflete a ocorrência do fenômeno de descompressão (Nieble, 2006).

O fenômeno de descompressão com ejeção de fragmentos rochosos começou a se manifestar com modesta cobertura rochosa sobre o túnel, da ordem de 80 metros, tendo prosseguido com o aumento do recobrimento, que atingiu a espessura máxima de 337 metros (**Figura 11.21.3**).



**Figura 11.21.3** - Monte Claro  
- Zonas de ocorrência de tensões no túnel de adução (Nieble, 2006).

Diante do ocorrido, o processo construtivo teve que ser reavaliado, passando-se a escavar o túnel em seção plena e não mais em dois estágios. A medição das curvas de convergência, que acompanhava o avanço do túnel, havia mostrado que a escavação do rebaixo produzia grandes deslocamentos, contribuindo para reativar o processo de descompressão, além de causar danos ao concreto projetado em trechos já submetidos a tratamento. As formas de tratamento foram intensificadas, penalizando-se as classes de maciço identificadas no mapeamento geológico-geotécnico, tendo-se adotado o Sistema Q de classificação para definição do suporte. Manifestações similares de descompressão já haviam sido constatadas nas escavações dos túneis de adução e desvio na UHE Itá, mas no complexo de usinas do rio das Antas ocorreram pela primeira vez na UHE Monte Claro. Os diversos estudos realizados para entender a origem do fenômeno e para adaptação dos futuros projetos a essa circunstância convergiram na identificação de um estado de tensões em que a tensão horizontal superava várias vezes a tensão vertical. Segundo Nieble & Kanji (2006), o coeficiente  $K_0$ , que reflete os esforços horizontais em relação aos verticais, chegava a seis nos sítios basálticos estudados, trazendo severos problemas construtivos, tanto no ritmo de avanço das escavações, quanto na intensificação das formas de tratamento previsto. No caso de Monte Claro, a velocidade de avanço na escavação do túnel foi reduzida para um terço da velocidade normal. Gobbi (2011) apresentou em diagrama a direção dos eixos dos túneis nas três usinas do complexo do rio das Antas (Monte Claro, Castro Alves e XIV de Julho) e sua relação com os campos paleotensionais definidos por Reginato (2003) para a região (**Figura 11.21.4**). Relacionando a direção da tensão principal maior à orientação dos túneis, observa-se que ela é aproximadamente perpendicular ao eixo do túnel da UHE XIV de Julho, esconsa ao eixo de Monte Claro e aproximadamente paralela ao eixo do túnel de adução em Castro Alves.



**Figura 11.21.4** - Monte Claro - Campos paleotensionais definidos por Reginato (2003) para a área de estudo em três sítios distintos (Gobbi, 2011).

### 11.21.4 Considerações finais

Monte Claro foi a primeira das três obras de hidrelétricas construídas no chamado complexo do rio das Antas a evidenciar a existência de fortes tensões horizontais armazenadas no maciço basáltico e liberadas de forma repentina durante a realização das escavações das obras subterrâneas, segunda somente após a UHE Itá, que revelou a ocorrência de fenômeno similar pouco tempo antes. O aprendizado em Monte Claro foi devidamente aproveitado nas outras obras, tendo-se conseguido, se não eliminar, reduzir os efeitos deletérios das manifestações de descompressão, graças a ajustes no projeto e no método construtivo dos túneis.

### 11.21.5 Material consultado

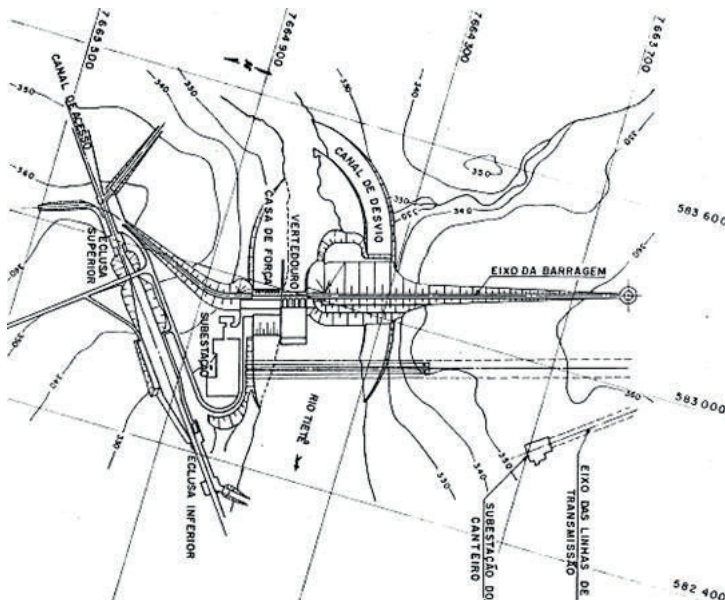
- GOBBI, F. – Estudo do comportamento geomecânico de rochas efusivas da formação Serra Grande e sua aplicação na modelagem numérica de túneis. 2011. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 337 páginas.
- NIEBLE, C.M. – Riscos geológico-geotécnicos na construção de hidrelétricas – O caso de Camará, Itapebí e usinas no sul do Brasil. In: GEOSUL, Porto Alegre. 2006. 6 páginas.
- NIEBLE, C.M. & KANJI, M. A. – Estados de tensões anômalas em maciços rochosos do Brasil e seus efeitos em obras de engenharia. In: STRAUSS, M. & GOBBI, F. (Editores) – GEOSUL 2006. V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Sul do Brasil. Porto Alegre, RS. 2006.
- SOUZA, F.A. – Escavações subterrâneas em maciços rochosos sob tensões anômalas. In: XI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Florianópolis. ABGE. 2005. Anais ...Tema 6. Pág. 1805-1811.

## 11.22 NOVA AVANHANDAVA - RIO TIETÊ

### ▷ DESTAQUE: PALEOCANAL

#### 11.22.1 Introdução

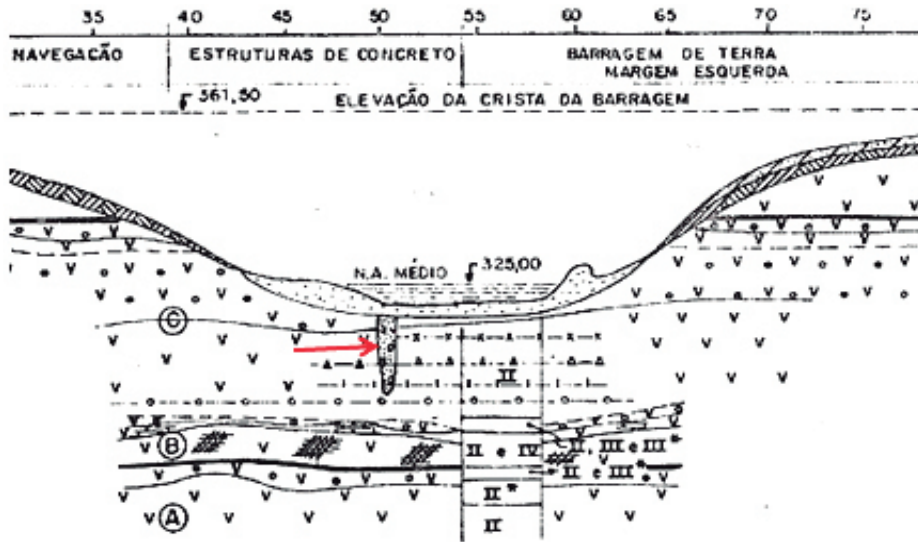
O Aproveitamento Múltiplo de Nova Avanhandava está localizado no rio Tietê, nas vizinhanças da cidade de Birigui, Estado de São Paulo e se destina, além da geração de energia, a integrar a hidrovía Tietê-Paraná. Implantado em vale aberto, o arranjo é constituído por estruturas de concreto ocupando parcialmente o leito do rio e a margem direita, ladeadas por barragens de terra e/ou enrocamento. A **Figura 11.22.1** traz o arranjo geral da usina.



**Figura 11.22.1** - Nova Avanhandava - Arranjo geral da usina (ABGE/ABMS, 1983).

### 11.22.2 Geologia do sítio

Foram identificados no sítio cinco derrames basálticos superpostos, denominados de A até E, sendo o derrame A o mais antigo. Durante as escavações para as estruturas de concreto foi encontrado um paleocanal, preenchido com sedimentos aluvionares concrecionados, não detectado pelas investigações realizadas. A existência do paleocanal levou a uma revisão do projeto de laje da bacia de dissipação, além de outros reflexos. A **Figura 11.22.2** traz uma seção transversal parcial pelo eixo da barragem e mostra o paleocanal no contexto das estruturas de concreto.



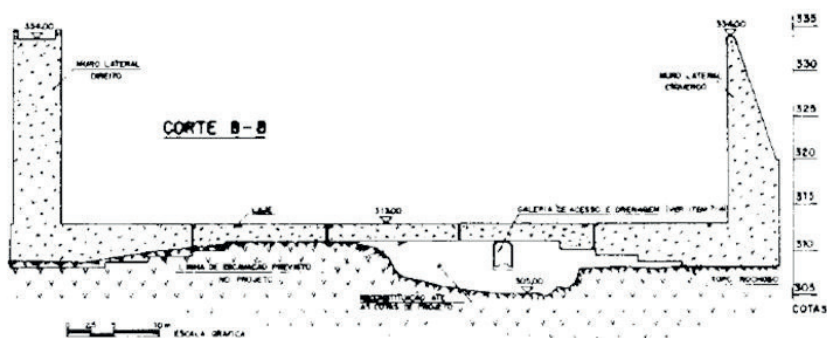
**Figura 11.22.2** - Nova Avanhandava - Seção geológica longitudinal - Localização do paleocanal no contexto das estruturas de concreto (Leme & Sorregotti, 1983).

A presença do paleocanal passou despercebida durante a etapa de investigações, levadas a termo por técnicas diretas e indiretas (geofísica). A **Figura 11.22.3** define os limites de ocorrência do paleocanal em planta, podendo-se observar que ele não foi interceptado por qualquer uma das sondagens executadas. O paleocanal desenvolveu-se junto à margem direita do rio, prolongando-se na direção montante-jusante. As investigações por sondagens foram precedidas por um levantamento geofísico por sísmica de refração. No leito do rio, adotou-se o chamado método inverso, que consiste no levantamento do perfil transversal, colocando-se geofones nos lugares normalmente previstos para tiros. Essa técnica, no entanto, não permitiu uma discriminação nítida entre as características do aluvião saturado (velocidade de propagação de ondas de até 1.800 m/s) e a rocha alterada (3.000 m/s), resultando na não percepção da referida estrutura. Observa-se na figura que o paleocanal possui largura variável, entre 30 e 70 metros, extensão superior aos 480 metros pesquisados e uma elevação média de fundo em torno de 306 m, o que lhe confere uma profundidade máxima da ordem de 15 metros abaixo do fundo médio rochoso do rio.





Na região do vertedouro, as interferências do paleocanal foram diversas, atingindo desde a estrutura principal, passando pela bacia de dissipação, até o dente jusante de dissipação. No caso do vertedouro de superfície, foi necessário proceder a uma escavação adicional, acrescentando um volume de concreto de 3.800 m<sup>3</sup> para reconstituição do perfil até o topo de rocha previsto. Já, na bacia de dissipação, o paleocanal trouxe a necessidade de recomposição, que resultou num volume adicional de aproximadamente 2.700 m<sup>3</sup> de concreto, incluindo a área do dente de dissipação de jusante. A **Figura 11.22.7** ilustra a interferência do paleocanal com a bacia de dissipação.



**Figura 11.22.7** - Nova Avanhandava - Preenchimento da escavação na base da bacia de dissipação (Palazzo Neto & outros, 1982).

Ainda na bacia de dissipação, as escavações adicionais para adequar a cavidade do paleocanal às exigências de fundação possibilitaram a implantação de uma galeria de drenagem, não prevista no projeto, capaz de receber as vazões oriundas das meias-canas de fundação da própria bacia. No pátio de serviços a montante do vertedouro e do muro de ligação esquerdo foi, também, necessário reconstituir o perfil do terreno preenchendo o espaço com enrocamento, tendo-se utilizado rocha destinada ao bota-fora. Resumidamente, a ocorrência do paleocanal não teve interferências com o cronograma da obra, mas resultou na realização de 4.200 m<sup>3</sup> de escavações adicionais, 12.400 m<sup>3</sup> de concreto massa e estrutural, além de um volume não informado de enrocamento em áreas externas às estruturas de concreto. As soluções adotadas foram sempre no sentido de introduzir modificações mínimas para adaptação do projeto às circunstâncias, o que foi alcançado, na maioria das vezes, pela simples reconstituição do perfil de escavação de projeto com concreto.

#### 11.22.4 Considerações finais

O caso aqui referido serve de alerta a respeito das dificuldades de identificação da presença de paleocanais em leitos do rio, via de regra de acesso problemático, ou nas margens, onde depressões costumam ser preenchidas e obliteradas por sedimentos de natureza variada. Dado o caráter pontual das sondagens mecânicas geralmente verticais (que reproduzem a situação de busca de uma batalha naval), com frequentes malogros na localização de estruturas soterradas, quais os paleocanais, convém buscar nos métodos de investigação indiretos os recursos para detecção das referidas estruturas. Apesar da falta de sucesso do emprego da sísmica de refração na identificação do paleocanal de Nova Avanhandava, a geofísica representa o processo indicado em tais circunstâncias, devendo-se considerar que, em anos recentes, novas técnicas de

investigação ganharam espaço, tais como o GPR – *ground penetrating radar* (método eletromagnético) e o MASW – *multichannel analysis of surface waves* (método sísmico de refração).

### 11.22.5 Material consultado

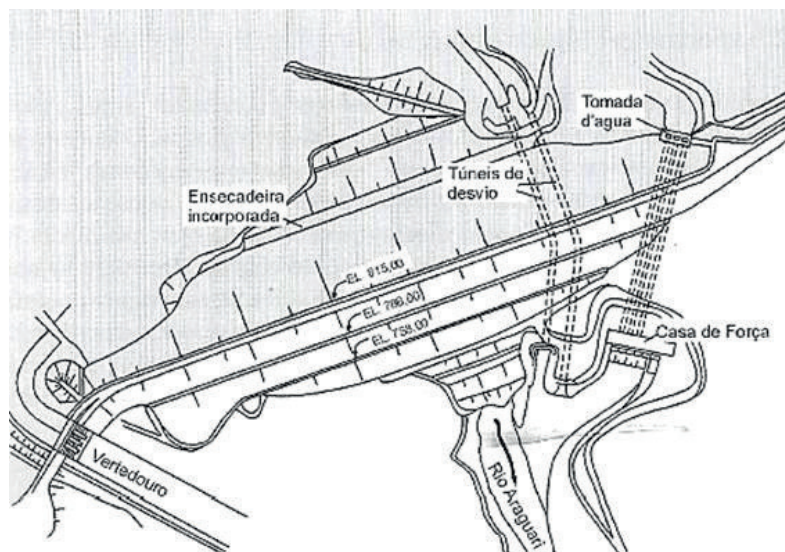
- CRUZ, P.T. & QUADROS, E.F. – Analysis of water losses in basaltic rock joints. In: V Congress of the International Society for Rock Mechanics. Melbourne. 1983. ISRM. Anais...Vol.1, T. B, pág. 119-123.
- GRAEFF, L.O., MATSUMURA, T., GUEDES, M.G. & MARRANO, A. – Verificação da eficiência do tratamento das fundações das estruturas de concreto do Aproveitamento Múltiplo de Nova Avanhandava. In: IV Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Belo Horizonte. 1984. ABGE. Anais...Vol. 3, pág. 43-64.
- LEME, C.R.M. & SORREGOTTI, C. – Nova Avanhandava. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 519-531.
- MANO, V.G.T. – Estudos geológicos e geotécnicos das descontinuidades rochosas, “pillow lavas” e páleocanal nos basaltos da fundação da barragem de Nova Avanhandava, rio Tietê (SP). Dissertação de Mestrado. IG/USP. São Paulo. 1987. 96 páginas.
- MANO, V.G.T. & PALAZZO NETO, P. – Tratamento da fundação da barragem de enrocamento da Usina Nova Avanhandava – Rio Tietê- SP. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Itapema, 1981. Anais...Vol.2, pág. 33-52
- MARRANO, A., MANO, V.G.T. & CESAR JUNIOR, O. – Injeções de calda de cimento na fundação da Usina Nova Avanhandava: considerações sobre o método de execução. In: IV Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Belo Horizonte, 1984. ABGE. Anais...Vol. 3, pág. 113-122.
- MARRANO, A., GUEDES, M.G., MATSUMURA, T. & GRAEFF, L.O. - Cortinas de injeção e drenagem na fundação das estruturas de concreto do Aproveitamento Múltiplo de Nova – Avanhandava. In: IV Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Belo Horizonte, 1984. ABGE. Anais... Vol.3. pág. 87-122.
- PALAZZO NETO, P., MANO, V.G.T., CORREA FILHO, D. & MARRANO, A. – Tratamento da fundação na área do paleocanal da Usina Hidrelétrica Nova Avanhandava, rio Tietê, SP. In: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda/Recife. 1982. Anais... Vol. 6, pág. 248-264.
- SOARES, L., MANO, V.G.T., AZEVEDO, A.A. & FUGI, M.K. – Evolução das técnicas de mapeamento geológico e geotécnico de superfície rochosa para fundação de barragens de concreto-gravidade. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1983. São Paulo. ABGE/ABMS/CBMR. Anais...Vol. 2B, pág. 315-334.
- SOARES, L. & MANO, V.G.T. – Implications of basaltic pillow lava in the concrete foundation of Nova Avanhandava dam. São Paulo. Brazil - In: VIII Congresso da Associação Internacional de Geologia de Engenharia - IAEG. Rotterdam, 1998. Anais...Pág. 3185-3190.

## 11.23 NOVA PONTE - RIO ARAGUARI

### ▷ DESTAQUE: CONTATO BASALTO-EMBASAMENTO CRISTALINO

#### 11.23.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Nova Ponte se localiza no rio Araguari, Estado de Minas Gerais, aproximadamente 1,5 km a jusante da cidade de Nova Ponte, na região do Triângulo Mineiro. O arranjo consiste em uma barragem de terra-enrocamento, com o vertedouro situado na ombreira direita e as demais estruturas na ombreira esquerda, incluindo os sistemas de desvio e de adução. A **Figura 11.23.1** documenta o arranjo geral.

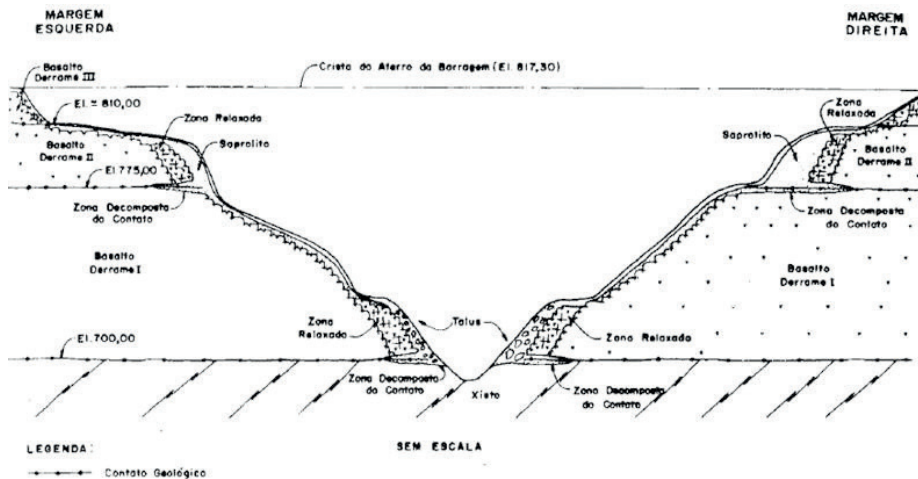


**Figura 11.23.1** - Nova Ponte - Arranjo geral (Silveira, 2003).

#### 11.23.2 Geologia

A geologia do sítio é peculiar, porque assinala o limite entre a extravasão basáltica e o embasamento cristalino, sendo que o empreendimento hidrelétrico interessa a ambos. O embasamento é constituído por xistos, com mergulhos variáveis entre  $20^{\circ}$  e  $30^{\circ}$ , percorridos por três padrões de juntas tectônicas subverticais. A interface com os basaltos superpostos ocorre aproximadamente no nível médio de água do rio. Capeando os xistos encontram-se quatro derrames basálticos, sendo que o primeiro, de baixo para cima, possui espessura de 75 metros e é o que interessa mais de perto ao projeto. O contato entre as duas unidades estratigráficas é marcado por uma delgada camada de brecha sedimentar, englobando fragmentos de xisto, em matriz arenosa, sinalizando a ocorrência de um hiato temporal antes da sobrevivência dos basaltos. Uma faixa de material fraturado e intemperizado, com espessura total da ordem de dois a três metros, acompanha o contato. Há evidências de que, ao longo do contato, ocorreram deslocamentos do maciço basáltico em relação ao embasamento cristalino, o que qualifica esta interface como sendo um plano de falha sub-horizontal. A configuração topográfica local é a de um *canyon*, sendo que o rio mantém

plataformas extensas sobre o embasamento xistoso, muito resistente à erosão. O basalto denso do primeiro derrame, visível ao longo das paredes do *canyon*, exhibe sinais de relaxação próximo à superfície, com abertura das juntas colunares que caracterizam a zona de basalto denso. A relaxação decorreu do alívio de tensões consequente ao entalhe do vale fluvial e acabou gerando depósitos de tálus que cobrem a maior parte das paredes do *canyon*, principalmente junto à base. A camada intemperizada no contato xisto-basalto atinge alguns metros de espessura junto à escarpa do *canyon*, conforme documentado na **Figura 11.23.2**, diminuindo gradativamente para dentro da ombreira.

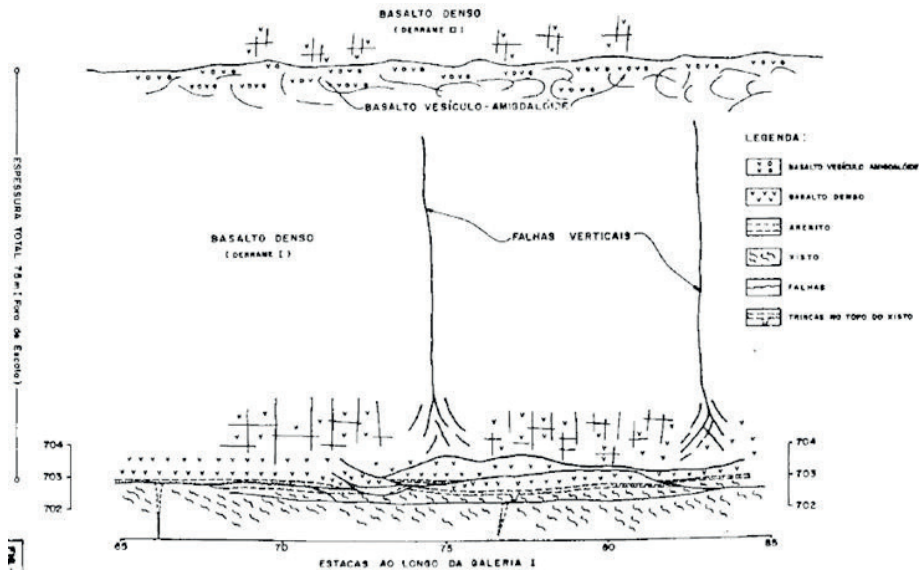


**Figura 11.23.2** – Nova Ponte – Seção geológica esquemática longitudinal ao eixo (Brito & outros, 1990).

A estrutura geológica ao longo do contato xisto-basalto é complexa, tendo sido a mesma identificada como uma zona de falha sub-horizontal, formada por um conjunto de superfícies conjugadas, que cruzam frequentemente o contato, desenvolvendo-se ora no xisto, ora no basalto, mas a uma distância nunca superior a 1,5 metros do mesmo. A natureza de falha é confirmada por diversos elementos, entre eles os rejeitos mensuráveis entre feições ou fraturas de referência deslocadas, além das estrias de fricção claramente visíveis, sendo que os rejeitos observados alcançam a ordem de grandeza de um metro. A **Figura 11.23.3** procura retratar o aspecto da zona de contato referida e mostra que na porção central do derrame basáltico ocorrem extensas feições planares subverticais, com extensão superior à centena de metros, que se limitam ao primeiro derrame, sem penetrar no derrame superior e tampouco interessando o maciço xistoso sotoposto. Em direção à base, essas feições alcançam a zona fraturada de contato, onde se separam em diversas juntas inclinadas e curvas, como um leque invertido. Sua espessura máxima é da ordem da dezena de centímetros, com preenchimento resultante da decomposição do próprio basalto, com o acréscimo de veios de carbonato de cálcio, além de argilominerais esverdeados expansivos, possivelmente de origem hidrotermal. O material esverdeado se apresenta frequentemente estriado, com superfícies espelhadas, sendo as estrias sub-horizontais, com rejeitos de apenas alguns centímetros.

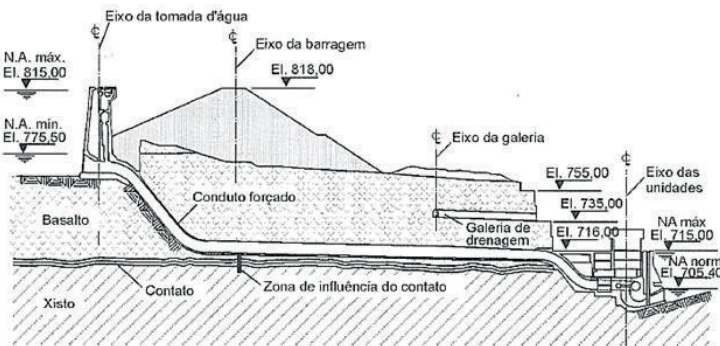
A origem das extensas juntas colunares foi considerada (Brito & outros, 1991) como um aspecto inerente à dinâmica de extravasão e posterior consolidação da lava basáltica. Fendas verticais de cisalhamento dúctil se formariam em estágio final de solidificação, com a lava já parcialmente endurecida, mas ainda um tanto viscosa, possivelmente causadas pela presença de

irregularidades e desníveis na superfície de movimentação. Feições similares já foram reportadas na literatura internacional, sendo que Brito & outros (1991) mencionam Macdonald (1945), que registrou: “In a few thick flows of Columbia River, Waters has found vertical fractures trending roughly parallel to the direction of lava movement. (...) They are regarded by Waters as tension cracks similar to crevasses in a glacier”. Em seu artigo, Brito & outros (1991) consideraram que a análise dos mecanismos de geração dessas extensas fendas verticais envolve questões complexas, ligadas à evolução termodinâmica da extravasão basáltica, extrapolando a abrangência de seu campo de trabalho.



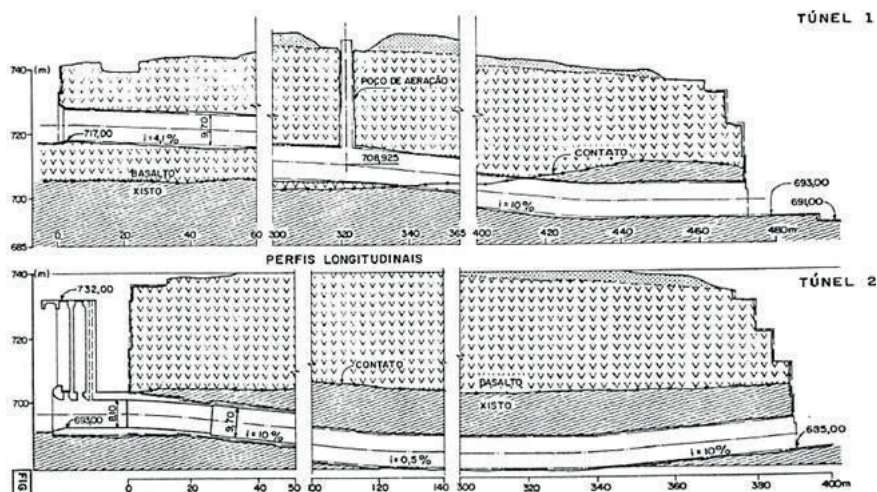
**Figura 11.23.3** – Nova Ponte – Estruturas singulares no interior do derrame I (falhas verticais) e no contato basal com o xisto (Brito & outros, 1990).

Os diversos componentes do arranjo das obras indicavam a preferência para que as estruturas subterrâneas fossem implantadas no interior do maciço basáltico, como se depreende pela análise da **Figura 11.23.4**, a seguir, que documenta a seção dos condutos forçados acompanhando a base do derrame basáltico, sem penetrar no maciço xistoso. Em grande parte, buscou-se evitar que o túnel interceptasse a faixa de contato basalto-xisto, por suas pobres características geomecânicas e elevada permeabilidade, fatores que iriam acarretar a necessidade de tratamento diferenciado.



**Figura 11.23.4** – Nova Ponte – Seção geológica esquemática ao longo dos condutos forçados (Silveira, 2003).

Os túneis de desvio, entretanto, por sua localização altimétrica, tiveram que ser escavados, em grande parte, no maciço xistoso, buscando-se interferir o menos possível com a zona de contato basalto-xisto, conforme documentam as seções da **Figura 11.23.5**.



**Figura 11.23.5** - Nova Ponte - Seções geológicas esquemáticas pelos túneis de desvio (Patrão & outros, 1990).

A casa de força, por ser abrigada e por suas dimensões avantajadas, ultrapassou em profundidade o contato basaltos-embasamento, alojando-se no maciço xistoso, sendo que o contato ficou a meia altura da estrutura. Os cortes da escavação da casa de força foram verticais, com cerca de 55 metros de altura acima do contato, sendo de 90 metros sua altura total.

### 11.23.3 Trincas nas paredes da casa de força

A escavação para a casa de força da UHE Nova Ponte foi finalizada em outubro de 1989. O concreto lançado encostado na rocha foi completado em agosto de 1990. A primeira notícia de fissuração do concreto da casa de força foi registrada em março de 1995, época do comissionamento da máquina 1. As primeiras fissuras foram observadas no barril desta unidade (na el. 699,40m). As inspeções que se seguiram detectaram fissuras semelhantes nos barris das duas outras unidades geradoras, sendo mais intensas na máquina 1 e reduzindo-se gradualmente no sentido da máquina 3, isto é, da direita para a esquerda hidráulica. Em junho de 1995, durante uma inspeção, foram registradas fissuras em outras áreas, além dos barris, tendo sido recomendada a instalação de selos de vidro nas principais fissuras, para acompanhamento dos deslocamentos. Em janeiro de 1996 constatou-se que o eixo vertical do conjunto turbina-gerador da unidade 1 apresentava um desvio de verticalidade que ultrapassava os limites determinados pelas normas técnicas, o mesmo tendo sido constatado, em seguida, nos outros grupos geradores, o que exigiu que se fizesse a devida correção em todas as unidades. Entre meados de 1996 e de 1997 diversos instrumentos foram instalados nas estruturas da casa de força, consistindo em extensômetros de haste, medidores triortogonais de junta, células de carga e piezômetros, todos voltados para a detecção de deslocamentos relacionados ao contato basalto-xisto, que já estava sendo cogitado como responsável pelo surgimento das trincas nas paredes e pisos da casa de força. Característica das

trincas era o mergulho de montante para jusante ao longo das paredes laterais, mais intensamente do lado esquerdo hidráulico. As **Figuras 11.23.6** e **11.23.7** documentam o aspecto das trincas nas paredes laterais, em imagens captadas em 2005 (Brito, S., comunicação pessoal).



**Figura 11.23.6** - Nova Ponte - Trincas na parede lateral direita da casa de força na el. 704,50 m (Brito, S. - Comunicação pessoal).



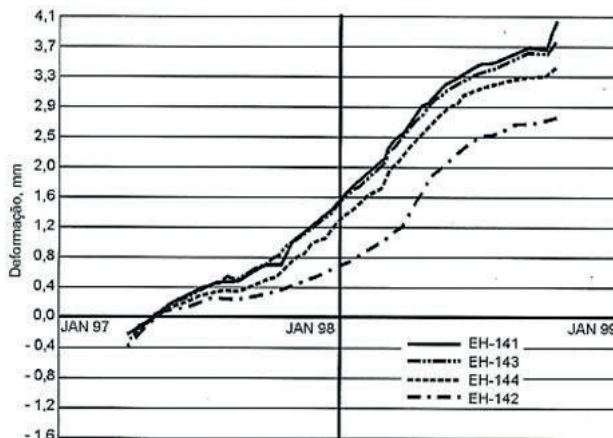
**Figura 11.23.7** - Nova Ponte - Quina montante esquerda da casa de força na el. 699,40 m (Brito, S. - Comunicação pessoal).

Surgências de água e a carbonatação intensa ressaltavam o aspecto das trincas, além de surgências de material coloidal castanho-avermelhado. As trincas apresentavam abertura milimétrica, a maior delas com 3,6 mm, medida na parede esquerda da sala de bombas. A **Tabela 11.23.1** resume um levantamento das trincas observadas nas paredes laterais do piso de el. 699,40 metros (Silveira, 2003).

**Tabela 11.23.1** – Fissuras nas paredes laterais no nível 699,40 m (Silveira, 2003)

Abertura da fissura (mm)	Total de fissuras (Set/96)	
	Parede esquerda	Parede direita
< 0,20	58	4
0,20 - 0,39	6	2
0,40 - 0,59	9	3
0,60 - 0,79	2	0
0,80 - 0,99	0	1
> 1,0	0	0
Total	75	10

Constatou-se que a fissuração era mais intensa nos níveis de el. 699,50 metros e 704,50 metros, que coincidiam com a faixa altimétrica do contato basaltos-xistos. Diversas evidências foram se acumulando no sentido de identificar a origem das trincas como consequência da movimentação do maciço basáltico em relação ao maciço xistoso, ao longo da superfície de contato. Além da localização altimétrica predominante das trincas, seu mergulho de aproximadamente 45° para jusante, nas paredes laterais da casa de força, era indicativo da movimentação do basalto rumo a jusante. Fissuras no concreto projetado das paredes laterais da casa de força atestavam a mesma movimentação cisalhante, confirmada, também, pelas medições de folga na região de fixação do estator dos geradores, responsável pela perda de verticalidade do eixo da máquina 1. A instrumentação teve papel relevante na identificação do quadro de deslocamentos, em particular os extensômetros múltiplos sub-horizontais implantados na região de contato basalto-xisto, na parede de montante da casa de força. O campo de deslocamentos entre os extensômetros, registrado em um intervalo de tempo de dois anos, oscilava de 1,2 mm/ano até o máximo de 2,7 mm/ano, este último medido em aparelho implantado na parede do canal de fuga, documentado na **Figura 11.23.8**.

**Figura 11.23.8** – Nova Ponte – Deslocamentos em extensômetro múltiplo no contato basalto-xisto, nas paredes do canal de fuga (Brito & outros, 1999, in Silveira, 2003).

Um detalhado relato do comportamento da instrumentação pode ser encontrado em Silveira (2003), que fornece uma interpretação de todo o processo registrado. Resumidamente, entende-se que (pág. 298) “...em Nova Ponte, a pressurização dos condutos forçados e o enchimento gradativo do reservatório, ao longo de vários anos, implicou uma pressurização também gradativa do contato entre

*o xisto e o basalto, que teve como consequência a redução da [tensão] normal e a movimentação do maciço basáltico para jusante, ao longo de vários anos. A instalação dessas subpressões ao longo da junta horizontal de baixa resistência entre o xisto e o basalto, em decorrência da movimentação pretérita, havia mobilizado a resistência de pico, e implicou provavelmente a mobilização da resistência residual da rocha...”*

#### 11.23.4 Considerações finais

As inúmeras trincas que ocorreram ao longo das paredes da casa de força de Nova Ponte são uma referência importante para fins de documentar os efeitos de escavações em grandes obras, em áreas já sujeitas a mecanismos de alívio de tensões, como soem ser os fundos de vales fluviais, principalmente quando topograficamente confinados. Em outras palavras, a ocorrência de movimentação ao longo da interface entre basaltos e xistos, estes últimos constituintes do embasamento cristalino, decorreu da conjugação do processo natural de desconfinamento litostático causado pela formação do vale (origem natural) com o ulterior alívio de tensões trazido pelas escavações da casa de força (origem antrópica) e pelo enchimento do reservatório. Muitos são os casos de deslocamentos registrados em escavações para a implantação de barragens em maciços rochosos, em fundos de vale fluvial, não podendo-se perder de vista o fato que maciços rochosos são sistemas “vivos”, em condições de equilíbrio momentâneo, suscetíveis a responder a qualquer intervenção que modifique o quadro de tensões presentes em sua situação original.

#### 11.23.5 Material consultado

BRITO, S.N.A. – Comunicação pessoal.

BRITO, S.N.A., ROCHA, M.G., MENDONÇA, T.G. & CARIM, A.L.C. – Fissuras no concreto da casa de força de Nova Ponte (CEMIG). In: XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Belo Horizonte, 1989. CBGB. Anais ...Vol.3, pág. 365-378.

BRITO, S.N.A. & ROCHA, M.G. – Concrete cracking at Nova Ponte Hydroelectric power plant's power house (CEMIG). In: XX Congresso Internacional de Grandes Barragens. Beijing, 2000. Anais...Vol. III, Q.78, R.81, pág. 1363-1382.

Brito, S.N.A., Vasconcelos, M.L. & Geraldo, A. - Falhas primárias no basalto da UHE de Nova Ponte e sua influência no projeto. In: VI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Salvador, 1990. ABGE/ABMS. Anais...Vol.1. pág. 453-464.

PATRÃO, P.P., MODENESI, H.A., GERALDO, A. & VASCONCELOS, M.L. - Condicionantes geológico-geotécnicas na concepção dos projetos do desvio, dos condutos forçados e do sistema de impermeabilização da fundação da barragem da Usina Hidrelétrica de Nova Ponte, MG. In: XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Foz do Iguaçu, 1989. CBGB. Anais...1989. Vol.3. pág.1463-1486.

SILVEIRA, J.F.A. – Nova Ponte. In: Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2003. Pág. 282-295.

## 11.24 PASSO FUNDO – RIO PASSO FUNDO

### ▷ DESTAQUES: TÚNEL EXTENSO EM BASALTO E ENSAIOS DE MECÂNICA DAS ROCHAS

#### 11.24 Introdução

A usina hidrelétrica de Passo Fundo se situa no rio homônimo, próximo à sede do município de Entre Rios, no Estado do Rio Grande do Sul. Sua barragem é do tipo misto, com um vertedouro central em concreto, engastado em estruturas de terra em ambos os lados, tendo altura máxima de 32 metros e extensão da ordem de 600 metros. Um túnel de adução com 5.730 metros de extensão leva as águas para a casa de força, implantada à margem esquerda do rio Erechim (**Figura 11.24.1**). O rio Erechim é afluente do rio Passo Fundo pelo lado direito. O túnel de adução possui diâmetro de seis metros e é seguido por dois condutos forçados metálicos, vencendo um desnível de 262 metros entre reservatório e casa de força.



**Figura 11.24.1** – Passo Fundo – Casa de força no rio Erechim (internet - <https://www.vemprefabrica.com.br/empresa/usina-hidreletrica-passo-fundo>).

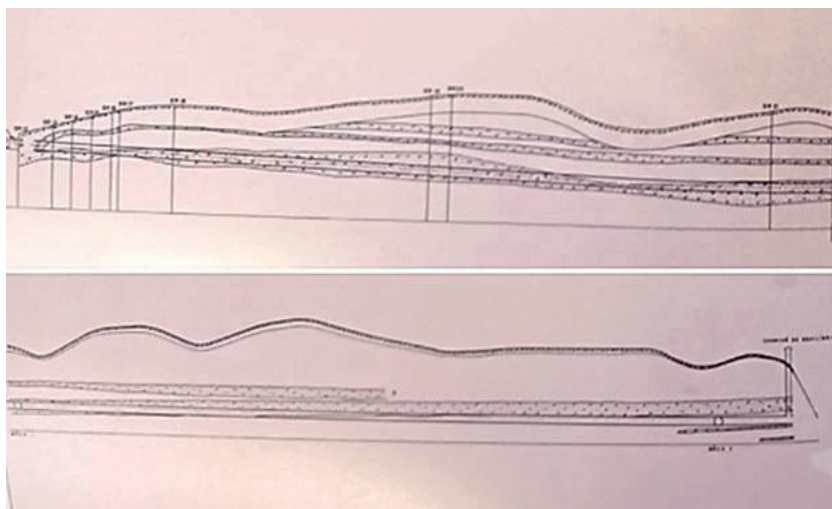
#### 11.24.2 Geologia

A área do empreendimento se localiza no chamado Planalto Sul-Riograndense, região em que predominam as efusivas basálticas. Prevalece, na área, um relevo acidentado, com forte encaixamento da rede de drenagem, formando vales estreitos e profundos. O significativo desnível entre os vales dos rios Passo Fundo e Erechim, da ordem de 300 metros, justificativa para o

aproveitamento hidrelétrico de Passo Fundo, se deve provavelmente a tectonismo. A estruturação interna dos derrames basálticos locais segue o padrão regional, sendo constituídos basicamente por um corpo de basalto denso, microcristalino, ocupando a maior parte de sua espessura, enquanto na porção superior do derrame encontra-se o basalto vesicular, ou vesículo-amigdaloidal. Uma brecha basáltica se insinua frequentemente entre o topo de um derrame e a base do derrame superposto, constituída por fragmentos de rocha basáltica englobados por uma matriz que pode ser silicosa, calcítica ou de origem sedimentar, neste último caso sinalizando a existência de um hiato temporal em que a superfície do terreno recebeu o aporte de sedimentos de origem eólica em ambiente geralmente desértico. A brecha pode, ainda, corresponder a lava aglomerática, em que os fragmentos basálticos são envolvidos pela própria lava, tanto do derrame inferior, quanto do superior.

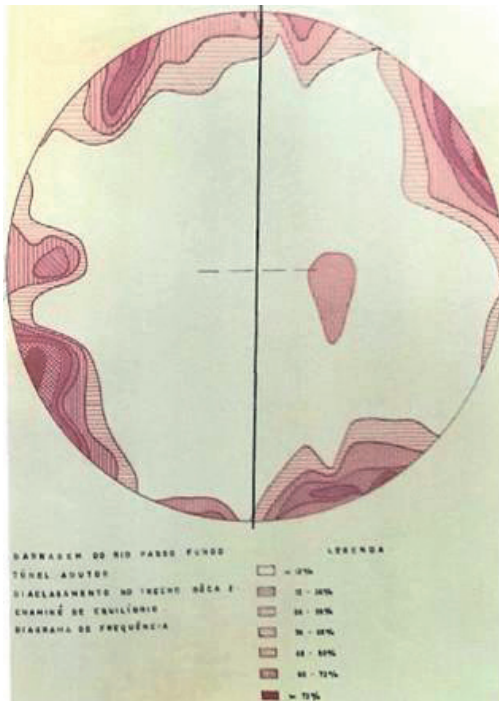
### 11.24.3 Túnel de adução

A escavação do túnel adutor foi realizada a partir da tomada d'água, rumo a jusante, com o auxílio de duas galerias intermediárias de acesso, denominadas Boca 1 e Boca 2. A estratigrafia local, parcialmente conhecida pelas investigações realizadas, consiste em uma superposição de cinco derrames basálticos, na faixa de interesse ao projeto. A **Figura 11.24.2** mostra a seção geológica esquemática longitudinal pelo túnel de adução, cujo conhecimento foi adquirido através de sondagens mecânicas e mapeamento geológico no interior do túnel. Na parte inferior da seção é possível identificar os dois acessos auxiliares (Bocas 1 e 2).



**Figura 11.24.2** - Passo Fundo - Seção geológica esquemática longitudinal pelo túnel de adução (Silva Filho, 1971).

Um levantamento de direções e mergulhos dos planos de diaclasamento, realizado no túnel, nas imediações da Boca 2, evidenciou duas famílias principais de discontinuidades, orientadas segundo as direções  $N22^{\circ}W$  e  $N55^{\circ}E$  e duas secundárias. A **Figura 11.24.3** mostra o diagrama de frequência obtido no referido levantamento. O alinhamento do túnel de adução coincide com a direção N-S.



**Figura 11.24.3** - Passo Fundo - Diagrama de frequência do diaclasamento no basalto denso ao longo do túnel. A linha N-S assinala o alinhamento do túnel (Silva Filho, 1971, modificado).

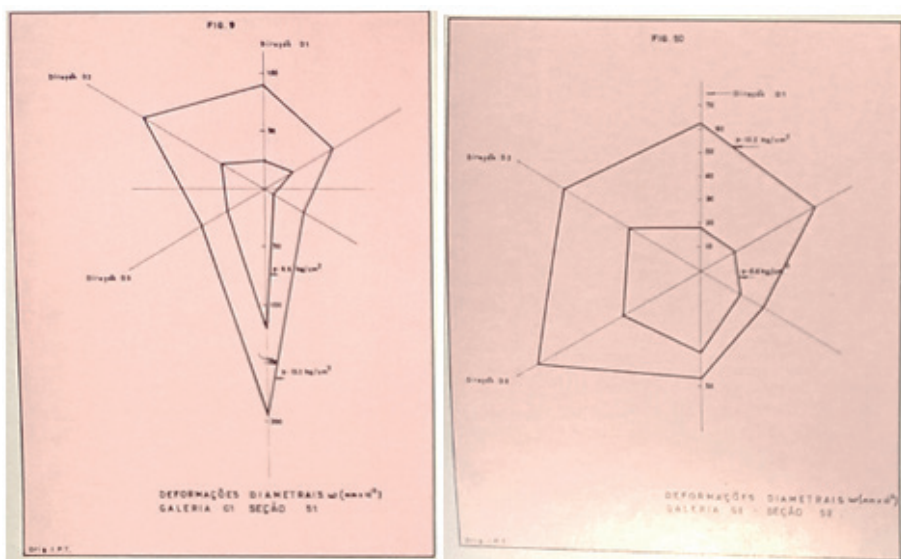
Não há registro, em Passo Fundo, de quais tenham sido as investigações geológicas realizadas para suporte ao projeto do empreendimento. Em 1966, ao se iniciarem os trabalhos construtivos no sítio, foram feitas sondagens na área da tomada d'água proposta no projeto, bem como ao longo da diretriz do túnel de adução. Tais sondagens atravessaram um espesso horizonte de material intemperizado até ultrapassar a cota do piso previsto para o túnel. Em todas as sondagens constatou-se que no espaço limitado entre o teto e o piso do túnel prevalecia um material de aspecto brechóide, com passagens de solo silto-argiloso. Percebeu-se, então, que o material brechóide fazia parte de uma extensa camada estratigráfica que se prolongava, pelo menos, até o vale do rio Erechim e que não havia sido identificada nas investigações para o projeto. Diante dos resultados das sondagens, decidiu-se mudar o traçado do túnel e o local da tomada d'água. Novos estudos localizaram um alinhamento mais favorável, mas não foi possível evitar integralmente que o túnel atravessasse a camada de brecha basáltica intemperizada. Este fato trouxe a constatação que não seria possível utilizar integralmente o material das escavações como agregado para concreto, impondo a necessidade de abertura de uma pedreira nas imediações. Constatou-se nas escavações do túnel que o material brechóide era de fácil escavabilidade e, ao mesmo tempo, permitia a sustentação da seção, tanto na abóbada quanto nas paredes. Foi necessário, entretanto, por medida de precaução, proteger a abóbada do túnel com gunitagem, para evitar o contato da rocha com os agentes externos e com o próprio fluxo d'água.

Digna de registro foi uma surgência de água que ocorreu durante as escavações do primeiro trecho, a jusante da tomada d'água, quando um horizonte de basalto vesicular mostrou ser um importante aquífero, tendo sido medida vazão de até 100 m<sup>3</sup>/h junto à frente de ataque, situação que exigiu um reforço no sistema de bombeamento. Nos primeiros metros logo a jusante da tomada d'água, o basalto denso muito fendilhado apresentou sérias dificuldades para estabilização da seção escavada, tendo causado um acidente fatal. Os trabalhos de estabilização do maciço rochoso com chumbadores tiveram resultado pouco efetivo, causando o tombamento de alguns

blocos. Em consequência, foram adotadas medidas mais seguras, não só para esse trecho, mas para qualquer zona em que o fendilhamento da rocha fosse mais intenso, passando-se a utilizar cambotas metálicas nos locais de maior instabilidade. Na descrição das condições geológicas, registra-se o fato de terem sido observados planos estriados e polidos ao longo de fendas, sinalizando a movimentação relativa dos blocos de rocha contíguos, apesar de não terem sido constatados deslocamentos ou rejeitos consideráveis. Trata-se, provavelmente, das chamadas juntas-falhas, frequentemente encontradas em derrames basálticos da Bacia do Paraná.

#### 11.24.4 Ensaios *in situ*

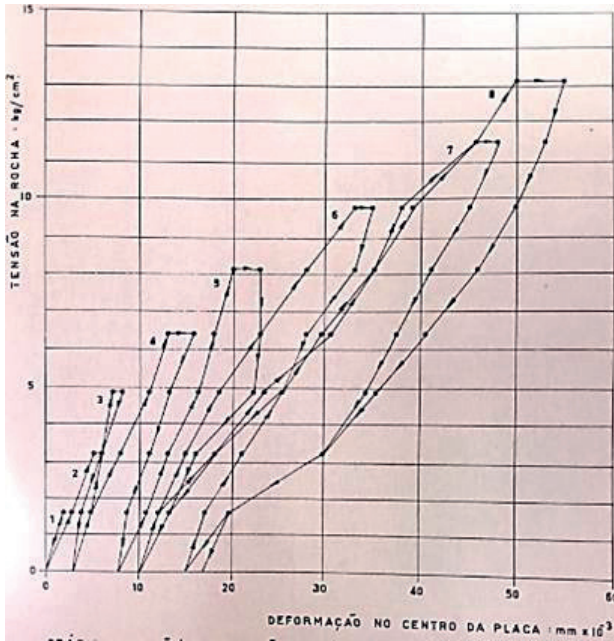
Para determinar as características de deformabilidade do maciço, com vistas ao dimensionamento do revestimento, foram realizados ensaios *in situ* em duas galerias, G1 e G2, especialmente abertas para esse fim. Tais galerias tinham cerca de dois metros de diâmetro por 15 metros de comprimento e foram escavadas a partir dos dois acessos, com seus eixos paralelos ao túnel. A galeria G1 foi aberta em brecha basáltica e a G2 em basalto microcristalino, intensamente fraturado. A execução dos ensaios esteve a cargo do IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, que na mesma época realizava ensaios no sítio da UHE Ilha Solteira. Foi utilizado o método de carregamento de placas flexíveis com macacos hidráulicos. Foram feitos três ensaios em cada galeria, em ciclos sucessivos de carga e descarga e com diferentes ângulos de aplicação dos esforços. A **Figura 11.24.4** apresenta gráficos das deformações diametrais obtidas, do lado esquerdo em basalto microcristalino fendilhado e, à direita, em brecha basáltica.



**Figura 11.24.4** - Passo Fundo - Resultados dos ensaios de deformabilidade *in situ*  
- Deformações diametrais (Silva Filho, 1971).

Para a galeria G1, os valores do módulo de deformação variaram de 46.080 kg/cm<sup>2</sup> a 202.750 kg/cm<sup>2</sup> no quarto ciclo de aplicação das cargas (até 6,6 kg/cm<sup>2</sup>) e de 51.980 kg/cm<sup>2</sup> a 163.500 kg/cm<sup>2</sup> no oitavo ciclo de aplicação (até 13,2 kg/cm<sup>2</sup>). Na galeria G2, a variação foi de 129.960 kg/cm<sup>2</sup> a 389.900 kg/cm<sup>2</sup> no quarto ciclo e de 123.630 kg/cm<sup>2</sup> a 337.920 kg/cm<sup>2</sup> no

oitavo ciclo. O material tipo brecha forneceu os valores mais baixos. Sua anisotropia está bem representada pela grande dispersão que os resultados dos ensaios demonstraram, na dependência da direção em que foram aplicadas as pressões. Por outro lado, o basalto microcristalino se comporta sempre como rocha compacta. Reproduz-se, a seguir, um gráfico tensão-deformação para uma aplicação de carga inclinada com relação à vertical, em basalto micro-cristalino muito fendilhado (**Figura 11.24.5**).



**Figura 11.24.5** – Passo Fundo – Gráfico tensão/deformação obtido em ensaio (Silva Filho, 1971).

#### 11.24.4 Considerações finais

Em Passo Fundo, a abertura de um túnel de adução em rocha basáltica, com diâmetro de seis metros e extensão de 5.730 metros, representou uma façanha, somente ultrapassada, na época (final da década de 60), pelo túnel em rocha granito-gnáissica da UHE Capivari-Cachoeira, no Paraná, este com extensão de 14.500 metros, pelo túnel da adutora do Guandu, no Rio de Janeiro, com 21.425 metros e pelo túnel do Sistema Curema-Mãe d'Água, no Estado da Paraíba, destinado à irrigação e que possui extensão de 15.000 metros, finalizado em 1942. Registra-se, entretanto, que a diretriz do túnel de adução teve que ser mudada devido às condições geológicas inadequadas, não identificadas durante as investigações para o projeto e somente reveladas por uma campanha de sondagens de detalhamento, já no início da construção da obra.

#### 11.24.5 Material consultado

DUARTE FILHO, J. – Aspectos do tratamento de fundação na Barragem de Passo Fundo. Revista Engenharia do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Vol. 11, nº 14, pág. 25-28.

SILVA FILHO, B.C. – Barragem Passo Fundo: geologia do túnel adutor. Saneamento, Nº 42, Abr./Dez./1971. Pág. 70-92.

## 11.25 PORTO PRIMAVERA - (ENG. SÉRGIO MOTTA) - RIO PARANÁ

### ▷ DESTAQUES: BASALTO LEVE, MICRODERRAMES E OUTROS ASPECTOS

#### 11.25.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Porto Primavera está localizada no rio Paraná, no extremo oeste do Estado de São Paulo, divisa com o Estado de Mato Grosso, aproximadamente 30 km a montante da foz do rio Paranapanema. A barragem é mista, de terra e concreto tipo gravidade, com extensão total de 11,5 km. As estruturas de concreto se localizam junto à margem esquerda, assim como as duas eclusas de navegação (**Figura 11.25.1**).

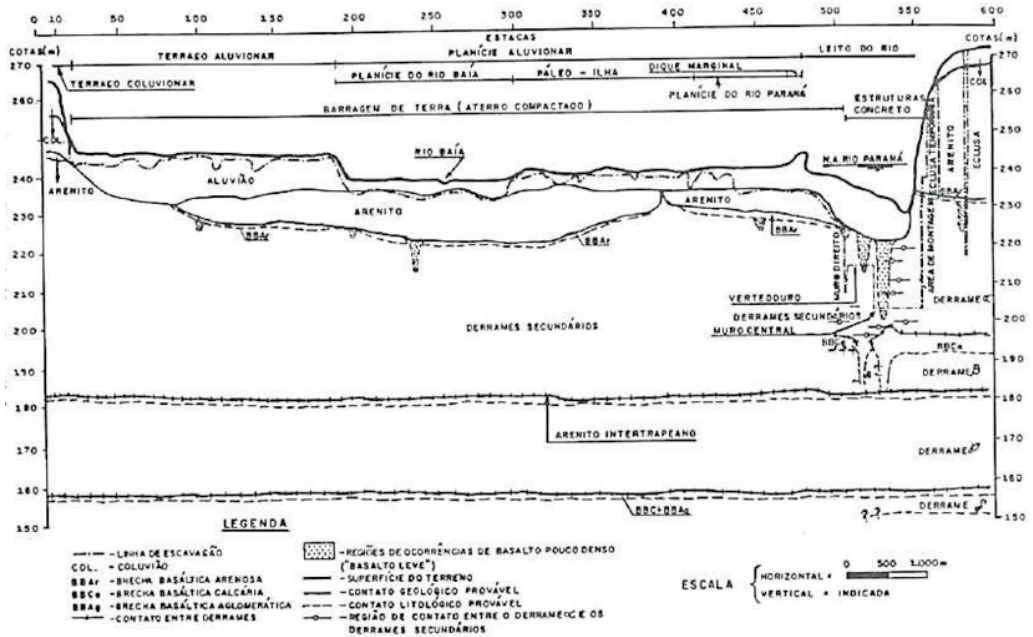


**Figura 11.25.1** - Porto Primavera - Estruturas de concreto (internet - Foto Nova News).

#### 11.25.2 Geologia

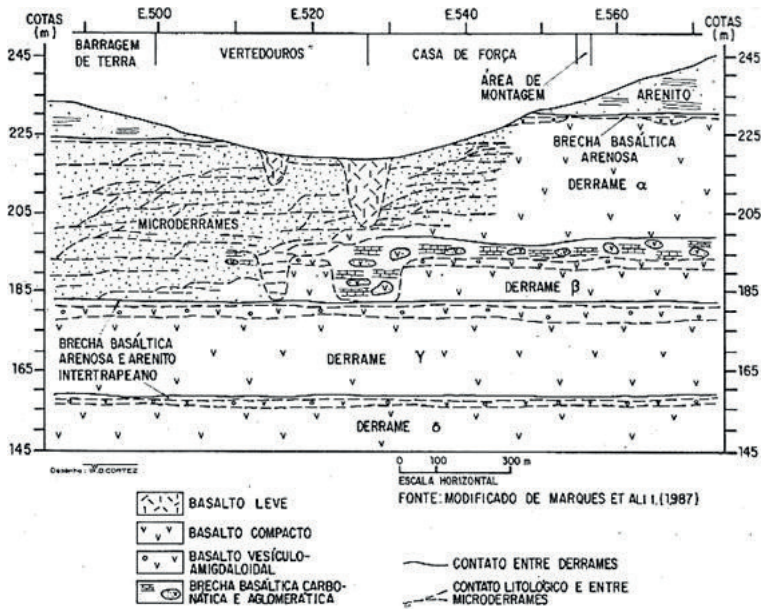
##### Estratigrafia

As investigações geológicas identificaram uma sequência de quatro derrames basálticos, dentro da faixa de interesse ao aproveitamento, cada qual com espessura variável entre 20 e 30 metros, denominados  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  e  $\delta$ , de cima para baixo, além de uma sequência de derrames de pequena espessura, entre três e quatro metros em média, designados na obra como microderrames. As sondagens e as observações nas paredes das escavações mostraram que os derrames de pequena espessura constituem ramificações do derrame  $\alpha$ . A **Figura 11.25.2** exhibe uma seção esquemática longitudinal ao eixo do barramento, vista de jusante para montante.



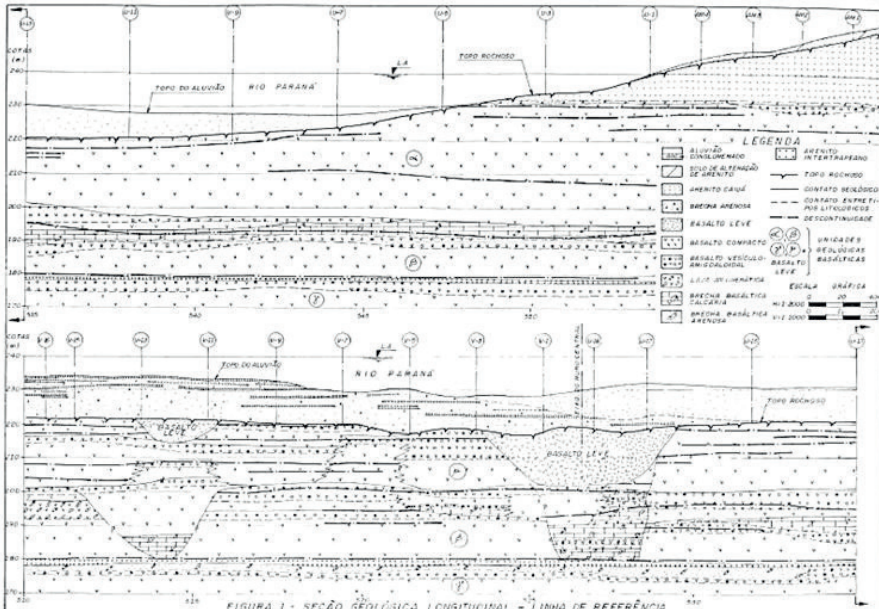
**Figura 11.25.2** - Porto Primavera - Seção geológica longitudinal esquemática (Marques & outros, 1987).

As discontinuidades presentes no derrame  $\alpha$  são tipicamente diaclases geradas por contração durante o esfriamento do corpo de lava. Muitas dessas diaclases se encontram estriadas, denunciando atrito de blocos por movimentos posteriores à solidificação. Os deslocamentos registrados foram discretos, configurando pequena movimentação. Juntas subhorizontais de grande continuidade (juntas-falhas) aparecem em três horizontes, quase sempre alteradas e preenchidas por material argiloso, ao longo de faixas com espessura média de 0,80 metro. Foi, também, identificada a presença de uma variedade de basalto atípica, caracterizada pela baixa densidade, a ponto de ter sido denominada "basalto leve", que ocorre sob a forma de bolsões irregulares que atingem 20 metros de espessura máxima e extensão de até 300 metros, distribuídos por toda a área do barramento. Esses bolsões se situam, de maneira geral, no topo da sequência basáltica, encobertos pelos arenitos da formação Caiuá. O contato entre basalto leve e basalto encaixante costuma ser transicional, mas pode ser abrupto quando coincide com fraturas ou contatos entre microderrames. Normalmente esse litotipo se encontra muito alterado, às vezes até o nível de solo de alteração e exibe um microfraturamento intenso, que confere à rocha um aspecto brechóide, sem padrão definido. A **Figura 11.25.3** identifica as ocorrências de basalto leve na área das estruturas de concreto.



**Figura 11.25.3** – Porto Primavera – Seção geológica longitudinal ao eixo, na área das estruturas de concreto (Magalhães & outros, 1992).

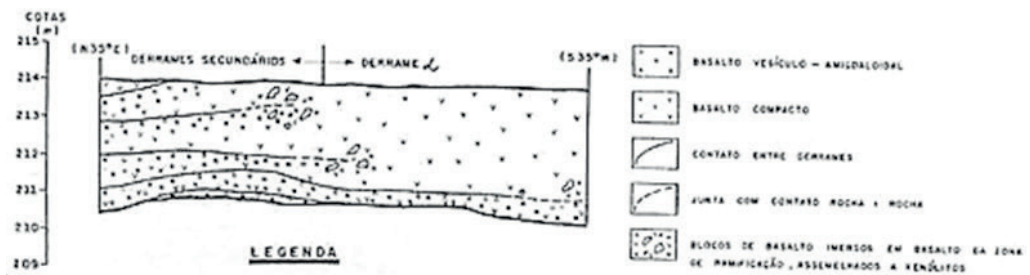
Já, a **Figura 11.25.4** amplia o campo de visão e detalha a forma de ocorrência das principais estruturas características do sítio, a saber, o basalto leve, os microderrames e diversas descontinuidades sub-horizontais de grande extensão.



**Figura 11.25.4** – Porto Primavera – Seção geológica longitudinal (Tressoldi, 1987).

## Derrames secundários (microderrames)

Os derrames secundários podem ser observados no leito e na margem direita do rio Paraná, com espessura variável entre dezenas de centímetros até pouco mais de uma dezena de metros, podendo-se estender por dezenas até uma centena de metros. São normalmente constituídos por basalto vesículo-amigdaloidal, devido a sua reduzida espessura, mas apresentam a variedade compacta quando mais espessos. Uma feição comum nos contatos são fraturas em V no topo do derrame secundário, que se encontram às vezes preenchidas por lava do derrame cronologicamente posterior. Em paredes de escavação no derrame  $\alpha$  foi possível constatar a transição entre o corpo do derrame em sua seção típica e o aparecimento dos derrames secundários, conforme documentado na **Figura 11.25.5**, a seguir. O basalto compacto homogêneo passa a apresentar concentrações de vesículas e amígdalas, por vezes alinhadas, indicando linhas de fluxo, além de bolsões de basalto vesículo-amigdaloidal e inclusões de blocos e fragmentos do próprio basalto, a semelhança de xenólitos. Surge então uma fratura fechada que aos poucos se transforma em um contato típico entre derrames sucessivos, marcado pelas variedades litológicas vesículo-amigdaloidais e compactas.



**Figura 11.25.5** – Porto Primavera – Transição do derrame  $\alpha$  para os derrames secundários, observada em parede de escavação (Araújo & outros, 1987).

Credita-se a formação dos derrames secundários à ocorrência de hiatos na alimentação do fluxo ou à existência de irregularidades no terreno, durante a extravasão da lava, capazes de dificultar o avanço do derrame, desviando localmente a trajetória de línguas de lava e rompendo a homogeneidade do corpo, que se fragmenta em diversas estruturas menores superpostas. Eventualmente, pode ocorrer o colapso e reabsorção da ramificação pelo corpo principal do derrame, antes de sua solidificação.

## Basalto leve

O basalto leve é um litotipo diferente de basalto e tem como principais características a baixa densidade e a constituição mineralógica atípica, sendo composto basicamente por argilominerais expansivos (montmorilonita e paligorsquita) e por carbonato de cálcio (calcita). Ocorre sob a forma de bolsões irregulares, que se situam no topo da sequência basáltica, encobertos pelos arenitos da formação Caiuá. O contato do basalto leve com o basalto encaixante é normalmente transicional, podendo ser abrupto quando coincidente com fraturas ou contato entre derrames. Um intenso microfraturamento confere ao basalto leve o aspecto brechóide. Normalmente, essa variedade litológica se encontra fortemente intemperizada, com características de solo de alteração. Algumas propriedades típicas são apresentadas na **Tabela 11.25.1**, a seguir.

**Tabela 11.25.1** – Porto Primavera – Índices físicos – Valores médios (Re & outros, 1994)

Propriedade	Valor médio	Desvio padrão
Umidade natural (%)	19,34	5,69
Peso específico natural (kN/m <sup>3</sup> )	21,6	1,40
Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	18,0	2,00
Densidade dos grãos	2,90	0,04
Porosidade (%)	36,81	4,40

A posição estratigráfica e a forma de jazimento dos bolsões de basalto leve indicam um padrão de alteração que se irradia de cima para baixo e do núcleo para as bordas. A origem da mineralização secundária é típica da alteração intempérica dos constituintes primários do basalto que compõe o derrame, notadamente dos piroxênios e plagioclásios. Vale ressaltar que as estruturas sub-horizontais do derrame  $\alpha$  e dos microderrames, sejam contatos entre derrames ou juntas-falhas, tem continuidade dentro dos basaltos leves, embora com arqueamento, sendo que este sinaliza ter ocorrido um escoamento da massa, essencialmente argilosa e expansiva, para cima, com caráter atectônico. Constatou-se também que as falhas presentes nos derrames secundários (microderrames) não seccionam os basaltos leves, mostrando que estes se formaram depois dos eventos de falhamentos.

## Tectonismo

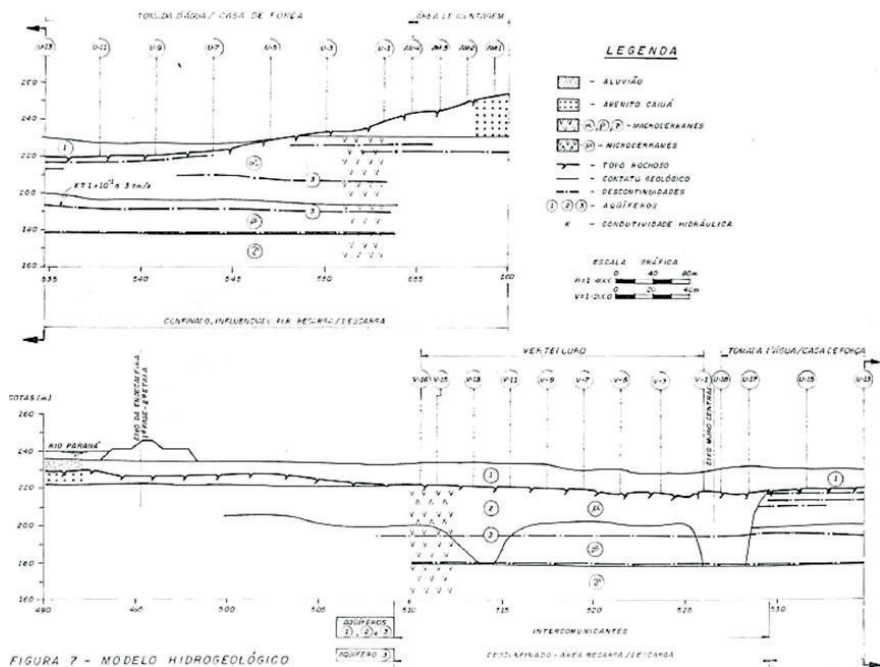
Em toda a coluna estratigráfica foi registrada a presença de estrias de fricção, sinalizando que tanto o derrame  $\alpha$ , quanto os microderrames, bem como o pacote de arenito Caiuá, sofreram deformações de pequena magnitude. Os esforços responsáveis, genericamente atribuídos a tectonismo transcorrente, não criaram novas estruturas, apenas movimentaram as discontinuidades já existentes, transformando-as em falhas direcionais de rejeitos centimétricos. Segundo Marques & outros (1987), os diagramas de polos de planos de falha destes domínios indicam que os esforços geradores não foram coaxiais.

No caso dos arenitos Caiuá, sobrepostos aos basaltos, os esforços se traduziram em falhas sinistrais de rejeitos centimétricos na direção EW, notando-se, também nesses casos, a ausência do par conjugado do falhamento, indicando a não coaxialidade dos esforços. À atuação de tectonismo de baixa intensidade pode-se agregar a hipótese de que a deformação sofrida pela coluna estratigráfica, testemunhada pelo frequente registro de movimentação em planos horizontais e verticais, seja resultado e consequência de um generalizado e lento processo de subsidência da bacia, à medida que novas sobrecargas iam sendo impostas pelas sucessivas fases de acumulação de sedimentos. A maior taxa de subsidência, registrada na zona central da bacia sedimentar, foi provavelmente acompanhada pelo arqueamento das sucessivas camadas de sedimentos e derrames basálticos, tendo se refletido em deslocamentos relativos, ao longo dos planos de acamamento, entre unidades estratigráficas sucessivas. Por tratar-se de corpos rígidos, fraturas e planos de compartimentação verticais e/ou inclinados não foram poupados, sofrendo também pequenas movimentações ascendentes e/ou descendentes, registradas na forma de estrias de fricção.

### 11.25.3 Modelo hidrogeotécnico

Para formulação e amadurecimento do modelo hidrogeológico das fundações da barragem foi de importância fundamental o aproveitamento das condições existentes na obra, representadas

por poços escavados para fins de esvaziamento e drenagem da casa de força e pelo sistema de bombeamento instalado para permitir as operações de escavação. Tais investigações suprimiram as deficiências normalmente detectadas nos ensaios de perda d'água em furos de sondagem, devido à baixa capacidade das bombas de ensaios. Foram identificadas as principais unidades hidrogeológicas, avaliados seus valores de transmissibilidade e de condutividade hidráulica e discutido o comportamento potenciométrico dessas feições. Quando das escavações dos poços de drenagem e esvaziamento da casa de força foi interceptada uma descontinuidade subhorizontal de grande extensão, ao redor da el.195 metros. Essa interceptação gerou elevadas vazões de infiltração, permitindo a execução de ensaios com o objetivo de suprir as deficiências dos ensaios de perda d'água e de investigar o comportamento potenciométrico, até então desconhecido. Nas fundações das estruturas de concreto, os derrames de pequena espessura e de reduzida continuidade lateral e suas estruturas peculiares mostraram-se responsáveis pelo desconfinamento hidráulico das descontinuidades sub-horizontais de elevada extensão lateral. Diante da presença dos microderrames, a comunicação entre as descontinuidades principais, o aluvião e o rio Paraná, ou o futuro reservatório, se tornou possível em toda a área de ocorrência dessa seqüência de derrames. A **Figura 11.25.6** apresenta o modelo hidrogeológico, com indicação dos aquíferos identificados.



**Figura 11.25.6** - Porto Primavera - Modelo hidrogeológico (Tressoldi, 1987).

### 11.25.3 Características tecnológicas e geomecânicas

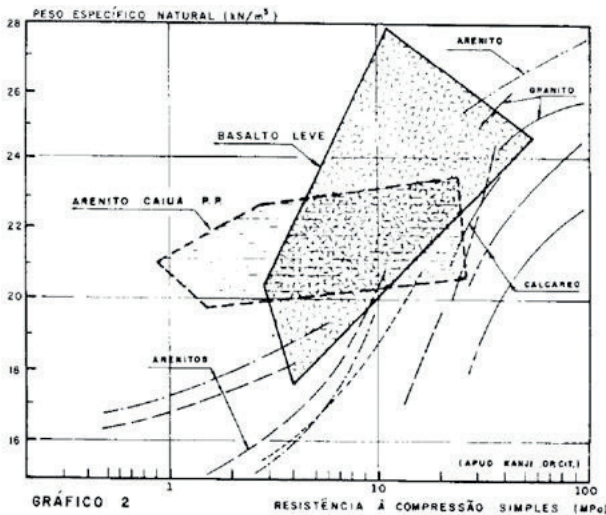
Como obra de notável complexidade geológica e geotécnica, a caracterização dos diversos litotipos presentes no sítio, bem como do maciço rochoso, desenvolveu-se ao longo de um amplo período de tempo, condicionada pelas diversas fases de projeto, cada qual requerendo determinado nível de informação. As campanhas de investigação geomecânica tiveram início na fase

de projeto básico (1978/1979), no local da eclusa, a partir da escavação experimental de uma trincheira no maciço arenítico sobreposto aos basaltos e foram intensificadas nos períodos de 1982/1983 e 1985/1986, quando foi possível ter acesso direto às lentes de basalto leve no leito do rio, após a construção da ensecadeira de primeira etapa. Uma campanha de ensaios *in situ* foi realizada em 1990/1991. A **Tabela 11.25.2**, a seguir, traz um resumo de ensaios laboratoriais e *in situ* executados no referido período em basalto leve.

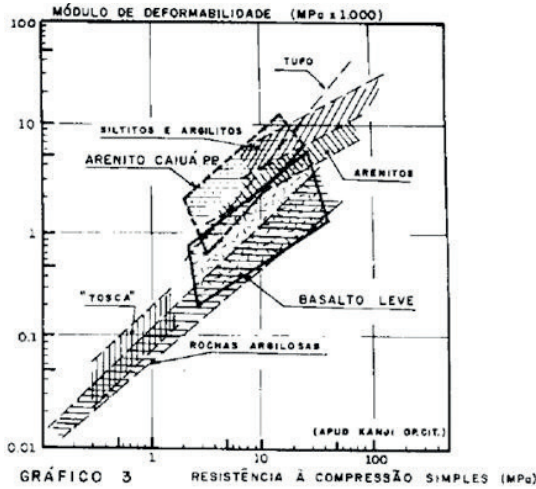
**Tabela 11.25.2** – Porto Primavera – Resumo dos ensaios de caracterização tecnológica e geomecânica em basalto leve (Re & outros, 1984)

ENSAIOS REALIZADOS	BASALTO LEVE					
	1983	83/84	1985	85/86	90/91	Nº
<b>Ensaio de laboratório</b>						
Caracterização física	X		X		X	254
Caracterização petrográfica			X			6
Velocidade de onda sônica	X		X		X	115
Compressão simples	X		X		X	115
Compressão triaxial				X	X	38
Tração indireta	X					4
Permeabilidade			X		X	5
Fluência				X		11
Resistência ao cisalhamento			X		X	7
<b>Ensaio in situ</b>						
Deformabilidade por placa		X			X	6
Resistência ao cisalhamento					X	3
Índice dilatométrico			X	X		865

Tomando-se como base o relato apresentado por Kanji em Caracas (1990), que por sua vez reporta e amplia trabalhos anteriores de Nieto (1982) e Deere & Verdé (1986), inseriram-se os dados referentes a Porto Primavera nos gráficos de correlação lá apresentados. As **Figuras 11.25.7** a **11.25.10** definem o comportamento do basalto leve através de algumas das correlações obtidas através dos ensaios de caracterização tecnológica.

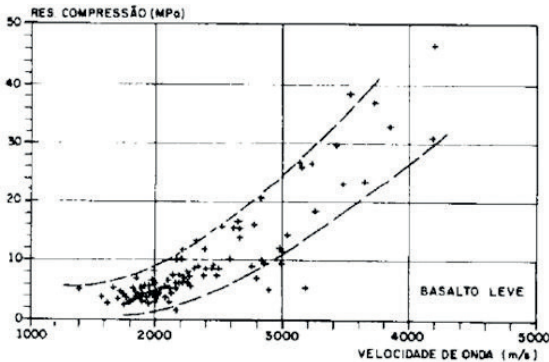


**Figura 11.25.7** – Porto Primavera – Caracterização do basalto leve - Peso específico natural x resistência á compressão simples (Re & outros, 1994).

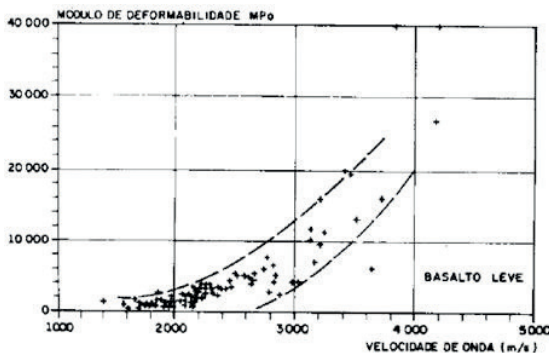


**Figura 11.25.8** – Porto Primavera – Caracterização do basalto leve – Módulo de deformabilidade x resistência à compressão simples (Re & outros, 1994).

Há que considerar, entretanto, que todas as litologias reportadas nos gráficos acima são de rochas sedimentares, enquanto o basalto leve que é ígneo, apesar de apresentar-se com seus minerais em adiantado estado de alteração.



**Figura 11.25.9** – Porto Primavera – Caracterização do basalto leve – Resistência à compressão simples x velocidade de onda (Re & outros, 1994).



**Figura 11.25.10** – Porto Primavera – Caracterização do basalto leve – Módulo de deformabilidade x velocidade de onda (Re & outros, 1994).

### 11.25.5 Considerações finais

Pela diversidade dos aspectos geológico singulares e pela quantidade de investigações e ensaios realizados, a UHE Porto Primavera se enquadra no seletivo grupo de obras que mais contribuíram para o entendimento da morfogênese dos derrames basálticos, ao lado de Jupia, Ilha Solteira, Água Vermelha, Itaipu e São Simão.

### 11.25.6 Material consultado

- ARAUJO, J.S., MARQUES, J.D., OLIVEIRA, A.C.A. & MARANESI, D.A. - Derrames secundários em basaltos de Porto Primavera. In: V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo. 1987. ABGE. Anais...Vol. 1, pág. 373-378.
- FERRAZ, J.L., RE, G. & OLIVEIRA, T.C. - Caracterização geomecânica da litologia basáltica de baixa densidade ocorrente nas fundações de concreto da UHE de Porto Primavera. In: II Simpósio Sul Americano de Mecânica das Rochas. Porto Alegre, 1986. ABMS. Anais...Vol. 2, pág. 115-123.
- GUIMARÃES, M.C.A.B., RE, G. & PACHECO, I.B. - Análise comparativa do comportamento do protótipo e do modelo matemático da eclusa Porto Primavera. In: I Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. Foz do Iguaçu, 1994. Anais...8 páginas.
- GUIMARÃES, M.C.A.B., RE, G. & MONTEIRO, L.B. - Critical analysis of the geomechanical characterization results of an unusual basaltic lithology in Porto Primavera Power Plant. In: VII Congresso Internacional da IAEG. Lisboa, 1994.
- KANJI, M.A. - Fundación de presas em rocas blandas y rocas fracturadas: problemas y soluciones. In: III Congresso Sul Americano de Mecânica das Rochas. 1990. Caracas. Anais ...Pág. 235-252.
- MAGALHÃES, F.S., MARQUES, J.D. & SERRA JR., E. - Análise estrutural do maciço rochoso de fundação da barragem de Porto Primavera, rio Paraná (SP/MS). In: HASUI, Y. & MIOTO, J.A. (Eds.). Geologia Estrutural Aplicada. ABGE/Votorantim, São Paulo. 1992. Pág. 297-311. 2ª edição, 2019.
- MARANESI, D.A., ARAÚJO, J.S., MARQUES, J.D., OLIVEIRA, C.A., SERRA JUNIOR, E. & VASCONCELLOS, M.L. - Aspectos geológico-geotécnicos do arenito da formação Caiuá na fundação das eclusas e da usina Porto Primavera. In: Simpósio sobre a geotecnia da Bacia do Alto paraná. São Paulo. ABGE/ABMS. 1983. Anais ...Vol. VIIB, pág. 211.
- MARQUES, J.D., MAGALHÃES, F.S. & SERRA JUNIOR, E. - Análise de feições estruturais do maciço rochoso nas fundações da barragem de Porto Primavera. In: V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1987. ABGE. Anais...Vol. 1, pág. 197-209.
- MARQUES, J.D., ARAUJO, J.S., OLIVEIRA, C.A. & MARANESI, D. A. - Considerações genéticas sobre o basalto pouco denso de Porto Primavera. In: V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1987. ABGE. Anais...Vol. 1, pág. 379-390.
- NOGUEIRA JUNIOR, J., MORETTI, M.R. & SORREGOTTI, C. - Colmatação química do sistema drenante da Barragem de Porto Primavera (SP) por compostos de ferro: medidas preventivas e monitoramento. In: VI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia/ IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Salvador, 1990. ABGE/ABMS. Anais... Vol. 1, pág. 533-540.
- OLIVEIRA, C.A., MARANESI, D.A., ARAUJO, J.S. & MARQUES, J.D. - Desagregabilidade de rochas basálticas no aproveitamento hidrelétrico de Rosana e usina e eclusa de Porto Primavera. In:

- V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1987. ABGE. Anais...Vol. 1, pág. 391-400.
- RE, G., TANIGUCHI, H. & AMARAL, A. - Características geomecânicas do arenito Caiuá. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. São Paulo, ABGE/ABMS. 1983. Anais... Vol. VIIB, pág. 261.
- RE, G., GUIMARÃES, M.C.A.B. & MONTEIRO, L.B. - Caracterização geotécnica das fundações do aproveitamento de Porto Primavera. In: I Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. Foz do Iguaçu, 1994. Anais...8 páginas.
- RE, G. & PACHECO, I.B. - About the high deformability of the foundation of some blocks of the Porto Primavera dam structures. In: I Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. Foz do Iguaçu, 1994. Anais...9 páginas.
- TRESSOLDI, M. - Aspectos hidrogeológicos dos derrames basálticos das fundações das estruturas da Usina de Porto-Primavera. In: V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1987. ABGE. Anais...Vol.1, p.357-372.
- TRESSOLDI, M., GUEDES, M.G. & VAZ, L.F. - Ocorrência de basalto de baixa densidade na usina de Porto Primavera e aspectos de interesse ao projeto. In: II Simpósio Sul Americano de Mecânica das Rochas. Porto Alegre, 1986. ABMS/CBMR. Anais... Vol. II, pág. 238.
- TRESSOLDI, M., CELESTINO, T.B., COSTA, S.M.K. & VINCENZO JUNIOR, M.C. - Caracterização hidrogeológica e hidrogeotécnica de basaltos fraturados através de ensaios tridimensionais: o exemplo de Porto Primavera. In: VI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia/IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Salvador, 1990. ABGE/ABMS. Anais...Vol. 1, pág. 79-86.
- TRESSOLDI, M., CELESTINO, T.B. & COSTA, S.M.K. - Hydrogeological and hydrogeotechnical tests for Porto Primavera Power Plant, Brazil. In: VI Congresso Internacional da Associação Internacional de Geologia de Engenharia. Amsterdam, 1990. IAEG. Anais...Vol. 2, pág. 1253-1260.
- TRESSOLDI, M., GUEDES, M.G. & VAZ, L.F. - Ocorrências de basalto de baixa densidade na Usina de Porto Primavera e aspectos de interesse ao projeto. In: II Simpósio Sul Americano de Mecânica de Rochas. Porto Alegre, 1986. ABMS. Anais...Vol. 2, pág. 238-251.

## 11.26 PROMISSÃO - RIO TIETÊ

### ▷ DESTAQUE: CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLÓGICAS E GEOMECÂNICAS

#### 11.26.1 Introdução

O Aproveitamento Hidrelétrico de Promissão se localiza no curso médio-inferior do rio Tietê, no Estado de São Paulo, a 26 km de distância da cidade de Promissão. O barramento é constituído por estruturas de concreto, ocupando o trecho central do vale, ladeadas por barragens de terra (**Figura 11.26.1**).

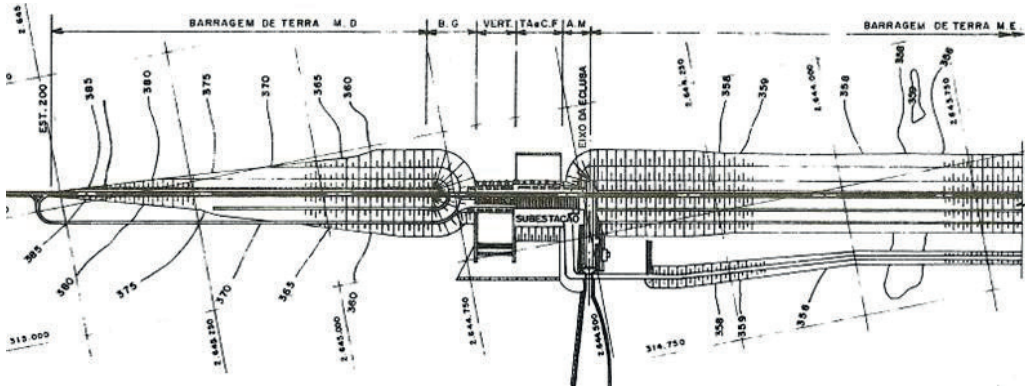


Figura 11.26.1 - Promissão - Arranjo geral (ABGE/ABMS, 1983).

### 11.26.2 Geologia

Foram prospectados cinco derrames basálticos superpostos, na área de implantação da barragem, denominados de I a V, de cima para baixo. De um modo geral, o maciço é constituído por rocha sã, com diversos litotipos que integram uma seção típica de derrame, a saber; brecha basáltica com matriz sedimentar, basalto vesículo- amigdaloidal e basalto denso. Digna de menção é a presença de cavidades (bolsões), ao longo dos contatos, preenchidas parcial ou totalmente por material argiloso plástico. Em ambas as ombreiras ocorrem sedimentos da formação Bauru, capeando diretamente as rochas basálticas, de modo que parte da barragem de terra se assenta sobre arenitos brandos e seus solos de alteração (**Figura 11.26.2**).

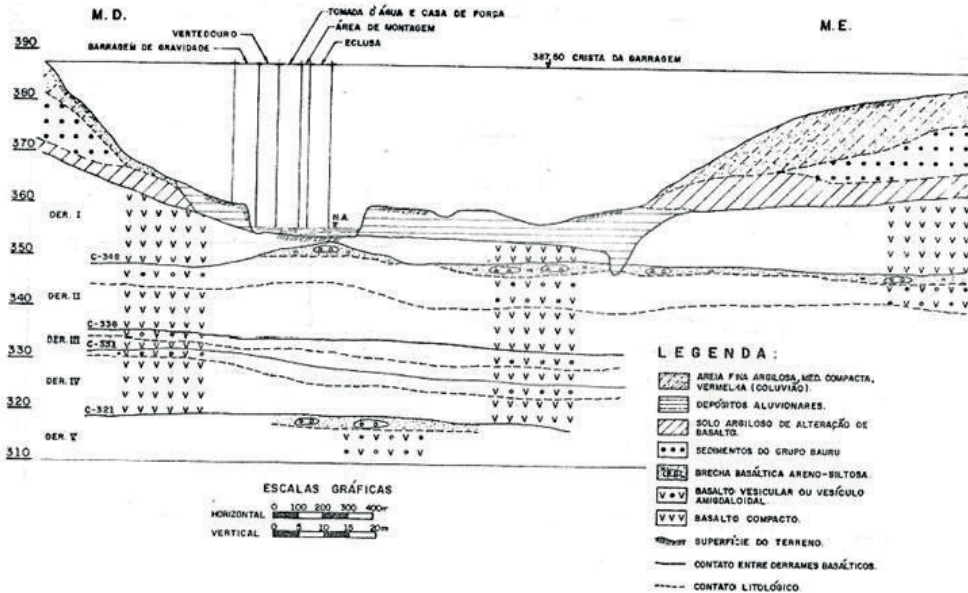
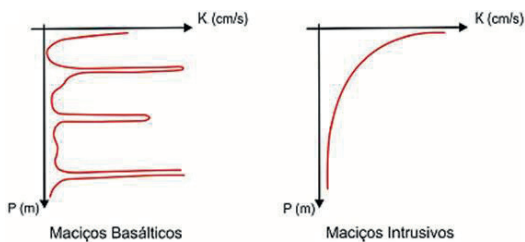


Figura 11.26.2 - Promissão - Seção geológica longitudinal (Pacheco & outros, 1983).

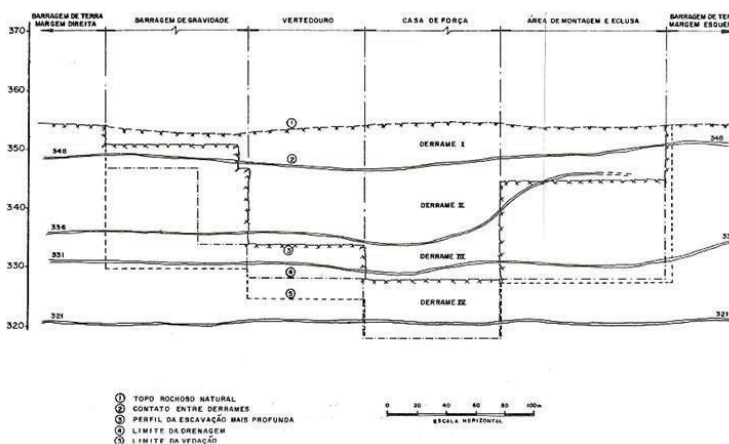
### 11.26.3 Caracterização hidrogeológica

O maciço rochoso possui um comportamento hidrogeológico peculiar, condicionado por uma sucessão de aquíferos sub-horizontais mais ou menos independentes, por estarem confinados por camadas de rocha pouco permeável. Os aquíferos correspondem aos contatos entre derrames e às descontinuidades de extensão relevante, identificadas como juntas-falhas, sendo que este quadro de distribuição de permeabilidade, fortemente anisotrópico, persiste a grandes profundidades. Neste aspecto, é digno de menção o fato que maciços basálticos diferem de maciços intrusivos, de natureza granítica ou gnássica, em que a permeabilidade se apresenta mais elevada próximo à superfície, diminuindo gradativamente em profundidade. Em maciços basálticos, prevalece a regra de horizontes permeáveis intercalados a pacotes de rocha de baixa permeabilidade, conforme esquematicamente apresentado na **Figura 11.26.3**.



**Figura 11.26.3** - Promissão - Comparação esquemática da distribuição da permeabilidade em maciços basálticos e intrusivos (Oliveira & outros, 1976).

Em Promissão, a caracterização hidrogeológica do maciço rochoso contou com a realização de ensaios hidrogeológicos "globais", envolvendo áreas de grandes dimensões. Para realização dos ensaios foram perfurados drenos e instalados piezômetros em diversas posições dos contatos entre derrames. Cada ensaio foi realizado em diversas etapas de fechamento e abertura dos drenos, ao mesmo tempo em que se procedia ao acompanhamento das variações piezométricas e às medições de vazões. Para determinação da velocidade de escoamento d'água ao longo dos contatos entre derrames executaram-se ensaios com auxílio do traçador rodamina (vermelho), injetando-se soluções concentradas e cronometrando-se o tempo de percurso em distâncias conhecidas. Os resultados dos ensaios hidrogeológicos orientaram o dimensionamento dos sistemas de vedação e drenagem na fundação das estruturas de concreto. A **Figura 11.26.4** mostra, em maior detalhe, a posição relativa dos contatos entre derrames no contexto das estruturas de concreto.



**Figura 11.26.4** - Promissão - Seção geológica esquemática na área das estruturas de concreto (Oliveira & Correa Filho, 1976).

### 11.26.4 Caracterização geotécnica-geomecânica

Tendo-se observado a presença de condições desfavoráveis à estabilidade das estruturas da eclusa de navegação, situada em correspondência ao leito natural do rio, foi realizada uma campanha de ensaios de mecânica das rochas, voltada para a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade, complementada por ensaios de caracterização tecnológica dos diversos litotipos. Foram executados ensaios em laboratório e *in situ*. Em laboratório foram feitos ensaios de cisalhamento direto em blocos de 0,20 x 0,20 x 0,20 m extraídos de uma das descontinuidades. Para execução dos ensaios *in situ* foram abertos quatro poços em rocha, com dimensões de 4,0 x 4,0 m, escavados na área do canal da eclusa. Nos poços moldaram-se blocos de 1,0 x 1,0 x 0,3 m com máquina de serrar rocha equipada com disco diamantado. Para realização dos ensaios de deformabilidade foram utilizadas placas circulares com diâmetro de 0,8 m e placas quadradas com 1,0 m de lado. A **Tabela 11.26.1**, a seguir, apresenta um resumo das principais características tecnológicas definidas em três litotipos locais.

**Tabela 11.26.1** – Promissão – Características tecnológicas dos principais litotipos (Pacheco & outros, 1983)

PROPRIEDADES	BASALTO COMPACTO	BASALTO AMIGDALOIDAL	BRECHA BASÁLTICA
Massa específica seca aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2,76	2,82	1,99
Massa específica seca dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,94	2,94	2,58
Absorção d'água (%)	0,60	0,26	9,40
Porosidade aparente (%)	1,70	0,75	19,00
Porosidade real (%)	6,00	4,00	23,00
Saturação de vazios (%)	28,40	17,50	82,80
Resistência ao impacto Treton (%)	8,80	11,10	23,30
Resistência a esmagamento (%)	16,70	16,50	26,20
Resistência à abrasão Los Angeles (%)	17,50	13,90	31,10
Resistência à compressão simples axial (seco) (kg/cm <sup>2</sup> )	820	848	291

Nos ensaios de cisalhamento *in situ* as tensões normais aplicadas variaram de um a 10 kg/cm<sup>2</sup>, enquanto nos ensaios de deformabilidade a pressão máxima de carregamento nos ciclos de carga-descarga foi estipulada em 20 kg/cm<sup>2</sup>. Ainda, na interpretação dos ensaios de cisalhamento direto foi levado em consideração o ângulo  $\alpha$ , que é o ângulo médio de inclinação das irregularidades da superfície de ruptura. A **Tabela 11.26.2** contém os resultados dos ensaios de cisalhamento direto *in situ*.

Tabela 11.26.2 – Promissão – Resultados dos ensaios in situ (Fujimura &amp; Nieble, 1971)

MATERIAL ENCONTRADO NA SUPERFÍCIE DO ENSAIO		CISALHAMENTO DIRETO			DEFORMAB.	
		arctg $\tau/\sigma - \alpha$ (graus)	COESÃO (kg/cm <sup>2</sup> )	DEFORMAÇÃO HORIZONTAL ESTABILIZADA (mm)	ENVOLTÓRIA EXPONENCIAL MÉDIA	MÓDULO APOS FLUÊNCIA (kg/cm <sup>2</sup> ) X 10 <sup>3</sup>
In situ (336)	Basalto vesicular ou compacto são	---	---	---	---	>100
	Basalto vesiculoso-amigdaloidal muito fraturado, preenchido e horizonte com cavidades (bolsões) preenchidas por material sedimentar	44-54	4,2-5,2	0,74	$\tau=2,10.\sigma^{0,78}$	32-50
	Fraturas horizontais centimétricas em basalto vesiculoso-amigdaloidal preenchidas por material sedimentar.	39-45	0,8	1,10	$\tau=1,70.\sigma^{0,60}$	~ 14
	Brecha basáltica	38-43	0	2,10	$\tau=1,20.\sigma^{0,72}$	6-16
	Contato entre derrames	40-42	0	9,60	$\tau=0,81.\sigma$	~ 3
Labor. (348)	Brecha arenítica (Área B)	42-55	13,4	1,32	$\tau=2,80.\sigma^{0,56}$	---
	Brecha arenítica (Área C)	35-50	16,8	1,53	$\tau=2,05.\sigma^{0,64}$	---

A seguir, a **Figura 11.26.5** documenta a sistemática de ensaios de cisalhamento in situ, em que se adotou a técnica recém-desenvolvida pelo LNEC de Lisboa. Cada um dos blocos ensaiados foi submetido a diversos ciclos de carregamento após ruptura, com tensões normais e tangenciais gradativamente crescentes.

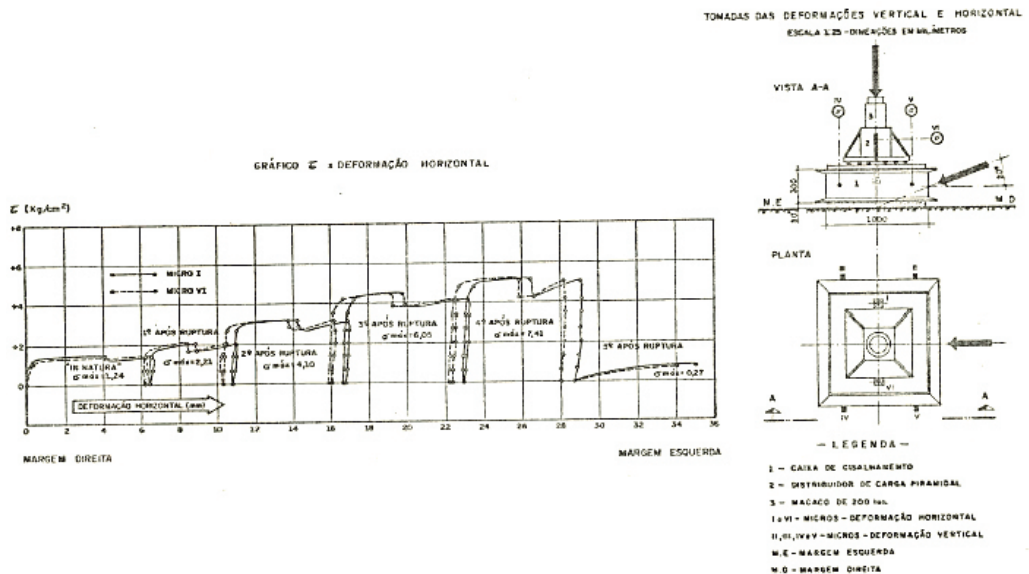


Figura 11.26.5 – Promissão – Sequência típica de um ensaio de cisalhamento in situ (Fujimura &amp; Nieble, 1971).

Os resultados obtidos foram utilizados para dimensionamento das estruturas da eclusa, área em que a atitude e a natureza das descontinuidades na fundação despertavam maiores cuidados, em termos de segurança à estabilidade.

### 11.26.5 Considerações finais

Promissão foi pioneira em diversos aspectos que dizem respeito às técnicas de caracterização hidrogeológica e geomecânica do meio rochoso de apoio às estruturas de concreto. Em particular, ampliou-se o quadro de ensaios de permeabilidade *in situ*, que até então se limitava à obtenção de resultados em furos de sondagem pontuais, passando-se a realizar ensaios envolvendo grandes volumes do maciço rochoso, o que resultou na obtenção de dados mais representativos das condições reais de condutividade hidráulica do meio rochoso (Oliveira, 1981). Além disso, a realização dos ensaios “globais” levou ao estabelecimento de um modelo hidrogeotécnico para a fundação das estruturas de concreto que, por sua vez, permitiu orientar um projeto de vedação complementar, o sistema de drenagem de fundação e o projeto de monitoramento da barragem.

### 11.26.6 Material consultado

- FUJIMURA, F. & NIEBLE, C.M. – Ensaios de Mecânica de Rochas nas fundações da eclusa da usina de Promissão. Rio Tietê, SP. In: VII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, 1971. CBGB. Vol. 1, 11 páginas.
- KAJI, N. – Geologia da Barragem de Promissão, rio Tietê, estado de São Paulo. In: I Semana Paulista de Geologia Aplicada. São Paulo. 1969. Anais... Vol. 3, 35 páginas.
- MONTEIRO, H.J.A. & GOULART, M.C. – Usina de Promissão no rio Tietê – São Paulo – Tratamento das fundações das estruturas de concreto. In: XI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Fortaleza, 1976. CBGB. Anais...Vol. 2, 28 páginas.
- OLIVEIRA, A.M.S. (1981) - Estudo da percolação d'água em maciços rochosos para o projeto de grandes barragens. Dissertação de Mestrado. Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo. 216 p.
- OLIVEIRA, A.M.S. & CORREA FILHO, D. – Acompanhamento hidrogeotécnico da Barragem de Promissão. In: XI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Fortaleza, 1976. CBGB. Anais... Vol. 2, pág. 753-772.
- OLIVEIRA, A.M.S., SILVA, R.F. & GUIDICINI, G. 1976. Comportamento hidrogeotécnico dos basaltos em fundações de barragens. I Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Rio de Janeiro. ABGE. Vol.2, pág. 413-430.
- PACHECO, I.B., MORITA, L. & GAMBETTI, D.L. – Mário Lopes Leão (Promissão). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 571-608.

## 11.27 SALTO CAXIAS - (GOVERNADOR JOSÉ RICHÁ) - RIO IGUAÇU

### ▷ DESTAQUE: LINEAÇÕES E DESCONTINUIDADES

#### 11.27.1 Introdução

A UHE Salto Caxias está localizada no rio Iguaçu, a cerca de 200 quilômetros de sua foz, no município de Capitão Leônidas Marques, distante aproximadamente 600 quilômetros de Curitiba. O arranjo é constituído por uma barragem de concreto gravidade que incorpora a seção de vertimento. O eixo da barragem se situa imediatamente a montante de um cotovelo no traçado do rio, que muda repentinamente de direção, provavelmente sob controle geológico estrutural intenso. A **Figura 11.27.1** documenta esse aspecto.

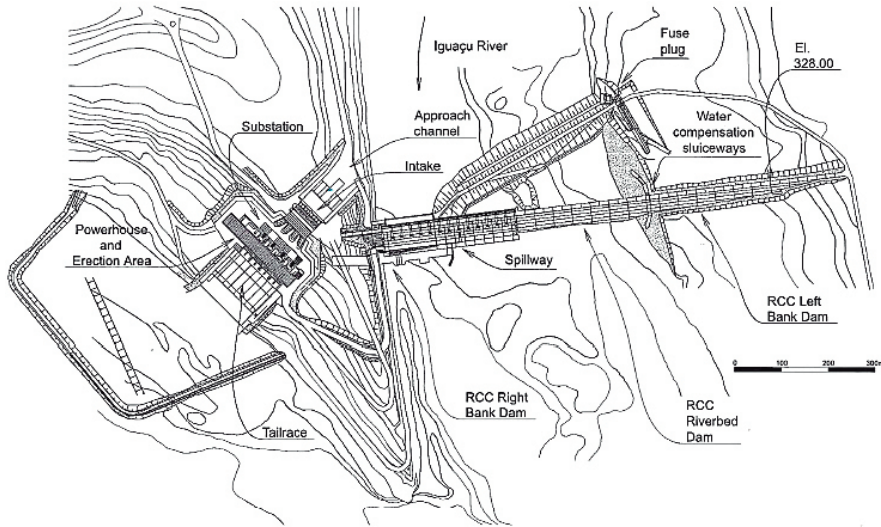


Figura 11.27.1 - Salto Caxias - Arranjo geral da obra (CBDB, 2002).

### 11.27.2 Geologia

Na região do empreendimento, as feições estruturais mais importantes estão relacionadas às extensas lineações dispostas segundo a direção preferencial NE e subordinadamente NW, sendo que os alinhamentos de falha mais recorrentes seguem as direções  $N50^{\circ}/70^{\circ}W$  e  $N50^{\circ}/70^{\circ}E$  (Levis & outros, 1998). As investigações por sondagens e mapeamento de superfície resultaram na identificação de uma sequência de cinco derrames basálticos superpostos, compreendidos no intervalo de altitudes de 200 a 340 metros, designados de cima para baixo de D1, a D5 e esquematicamente representados na **Figura 11.27.2**. Os derrames apresentam pequeno mergulho geral para oeste, de cerca de cinco metros por quilômetro.

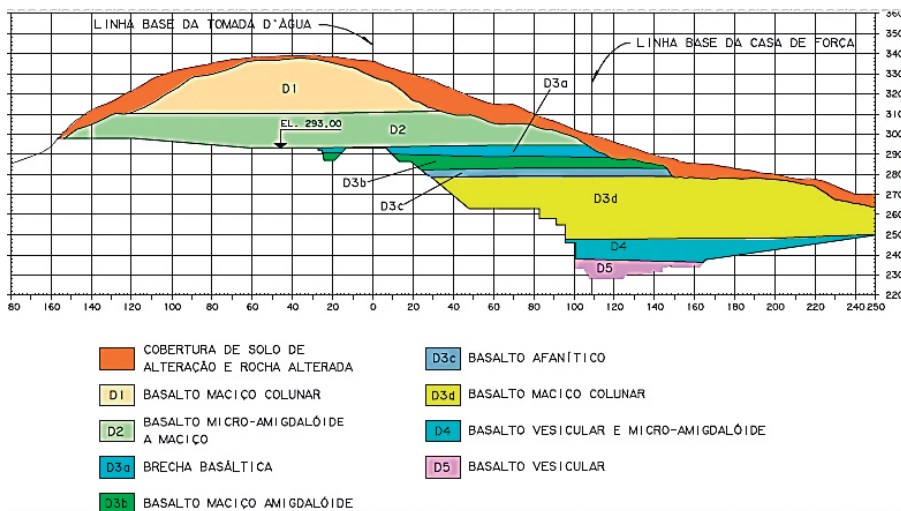
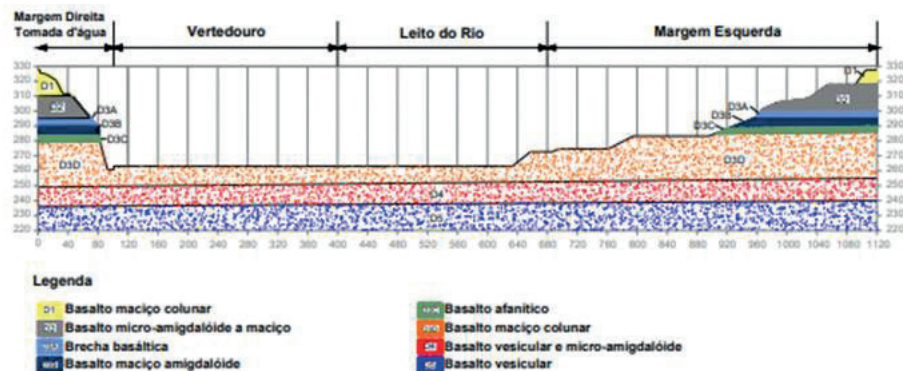


Figura 11.27.2 - Salto Caxias - Sequência de derrames basálticos no sítio (Levis & outros, 1998 in Zorzi, 2008).

Próximo à superfície do terreno ocorre uma camada de saprolito e de rocha parcialmente intemperizada ao longo do diaclasamento colunar, com espessura de até 15 metros. O derrame D3, com espessura variando entre 40 e 50 metros, sustenta a fundação das principais estruturas do empreendimento, inclusive a fundação da barragem no leito do rio. O derrame apresenta uma porção superior de brecha basáltica avermelhada, porosa, seguida por um horizonte de basalto denso, com diaclasamento colunar. Este derrame abriga uma extensa junta-falha, denominada “descontinuidade D3”. A **Figura 11.27.3** mostra uma seção geológica esquemática ao longo do eixo da barragem.



**Figura 11.27.3** - Salto Caxias – seção geológica longitudinal (Zorzi, 2008).

### 11.27.3 Influências no projeto e construção

As principais feições que, de alguma forma, tiveram influência no projeto e na construção foram: a) os contatos entre derrames, que em sua maioria se apresentavam abertos e com grandes perdas de água; b) o diaclasamento colunar no horizonte de basalto denso, somado a intenso fraturamento horizontal; c) a já referida descontinuidade D3, que se apresentava como uma zona fraturada sub-horizantal, muito extensa e permeável; d) algumas lineações tectônicas, uma delas nas proximidades da margem esquerda, interceptando a fundação da barragem no sentido montante-jusante; e) um canal mais profundo, próximo à margem direita do rio, sem evidências de controle tectônico.

### 11.27.4 Considerações finais

As características geológicas estruturais mencionadas no texto acima tiveram influência no projeto e construção da obra, afetando principalmente a escavação e limpeza da fundação, o tratamento das fundações e a utilização do basalto como agregado para concreto.

### 11.27.5 Material consultado

MACHADO, B.P. - Salto Caxias Spillway. In: Large Brazilian Spillways. CBDB/ICOLD. 2002. Pág. 133-138.

MARQUES FILHO, P.L., CORREIA, P.C.F., LEVIS, P. & ANDRADE, C.A.V. - Características usuais e aspectos peculiares do manto de alteração e transição solo rocha em basaltos. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Itapema, 1981. ABGE. Anais ... Vol. 2, pág. 53-72.

LEVIS, P., MARQUES FILHO, P.L. & TERRES, J.F. - Aspectos geológicos das barragens de Derivação do Rio Jordão e de Salto Caxias. In: III Seminário Nacional de concreto compactado com rolo. Foz do Iguaçu, PR. 1998.

LEVIS, S.D. - Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragens de concreto. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos/USP. 2006. 195 páginas.

ZORZI, R.R. - A utilização de métodos geofísicos no monitoramento de barragens. Estudo de caso: Usina Hidrelétrica de Salto Caxias, em Capitão Leônidas Marques/PR. Dissertação de Mestrado. UFP. 2008. 96 páginas.

## 11.28 SALTO GRANDE (LUCAS NOGUEIRA GARCEZ) - RIO PARANAPANEMA

### ▷ DESTAQUE: PIONEIRISMO NA INTEGRAÇÃO BARRAGEM-GEOLOGIA

#### 11.28.1 Introdução

A Usina Lucas Nogueira Garcez se localiza no rio Paranapanema, na cachoeira de Salto Grande, próximo à cidade homônima, cerca de seis quilômetros a jusante da foz do rio Pardo, afluente pela margem direita. A barragem é integralmente constituída por estruturas de concreto, parte em contrafortes e parte de gravidade. A forma sinuosa do eixo de barramento se deve às características topográficas e geológicas. No local, o terreno é muito irregular, com uma ilha rochosa sobressaindo no leito do rio. A casa de força avançou para jusante, em relação às demais estruturas, em busca de volumes de escavação menores, enquanto o vertedouro da margem esquerda foi deslocado para montante, por acreditar-se que o substrato rochoso seria de melhor qualidade. A **Figura 11.28.1** apresenta o arranjo geral.

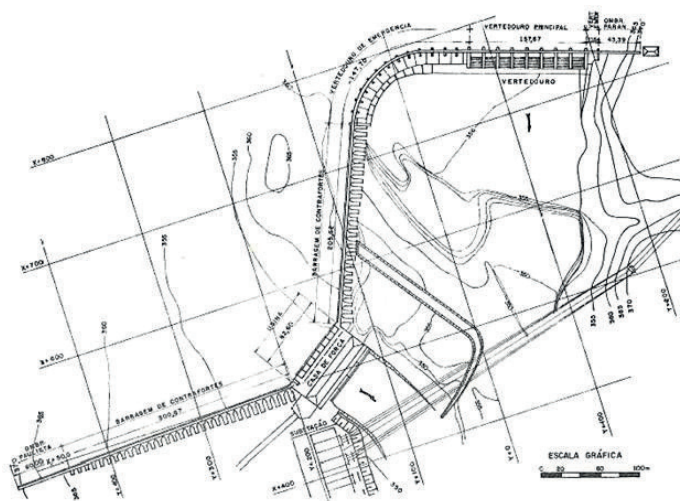
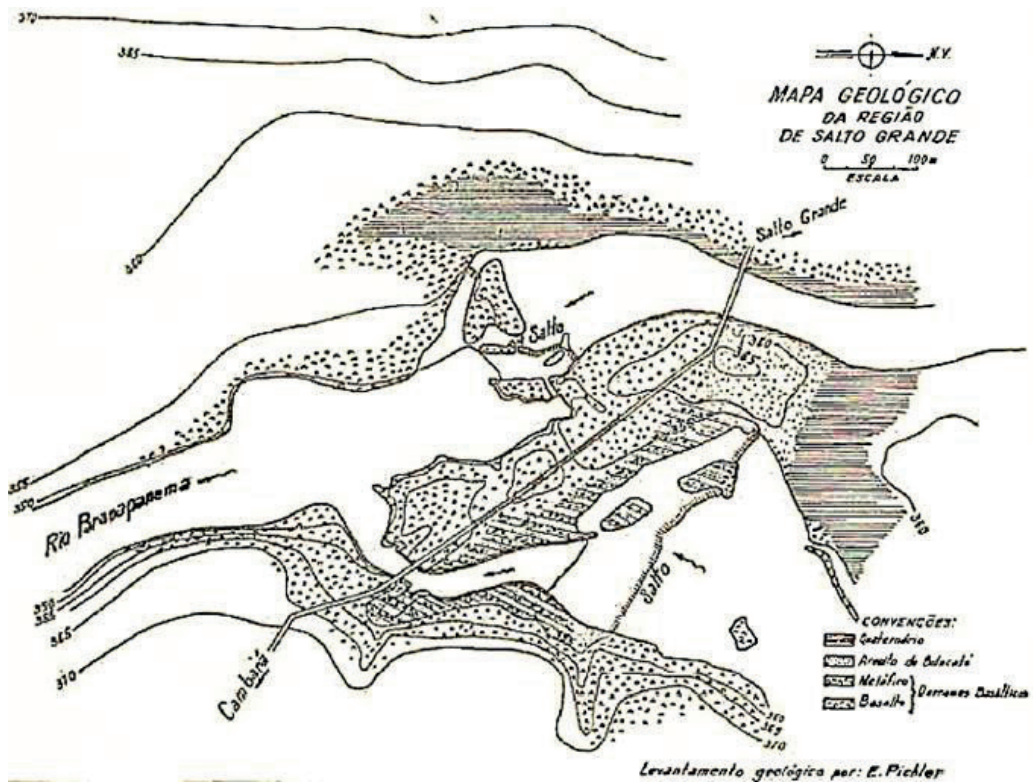


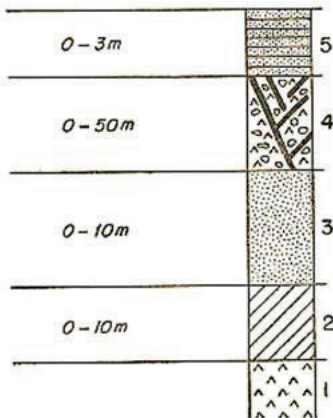
Figura 11.28.1 - Salto Grande - Arranjo geral (Pires & outros, 1983).

O sítio se enquadra no domínio das rochas da formação Serra Geral, mas, por situar-se próximo à borda da bacia basáltica, conta com a presença dos sedimentos arenosos da formação Botucatu, de posição basal. A calha do rio é larga, com uma ilha separando dois saltos de água, sendo o salto principal o da direita. Pichler (1950) constatou a existência de feições geológicas que revelam forte perturbação das camadas principais na área do canal do Inferno, que separa a ilha da margem esquerda do rio. Nas margens do canal foram encontradas camadas de arenito intertrapeano e de brecha basáltica com cimento arenítico. Foram encontrados também muitos diques verticais e subverticais de arenito silicificado, cortando tanto os basaltos compactos como os vesiculares, com espessura de até 0,30 m, formados por material de alta resistência mecânica e também ao intemperismo. Trata-se de arenitos silicificados, de granulação fina e coloração avermelhada a cinza escura. A **Figura 11.28.2** mostra o mapa geológico da área do barramento.



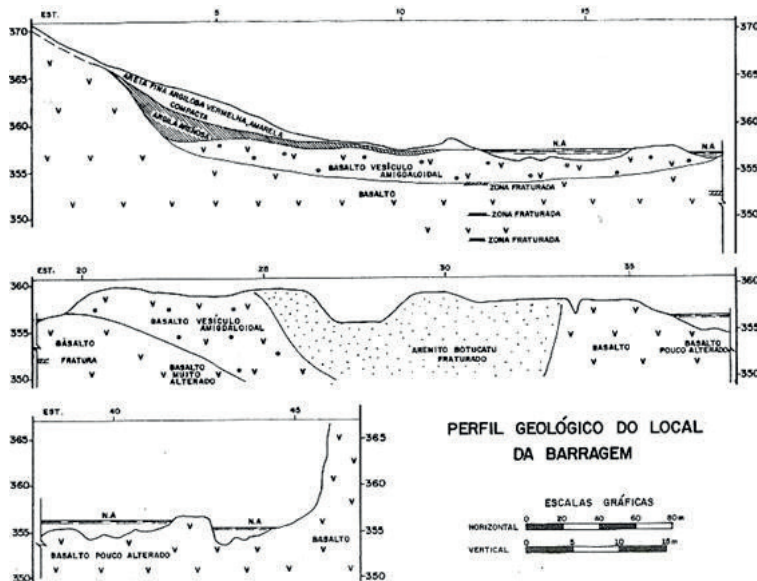
**Figura 11.28.2** - Salto Grande - Mapa geológico local (Pichler, 1952).

As intrusões na forma de diques se deveram, provavelmente, à presença de água na superfície de extravasão, constituída por dunas de areia em ambiente desértico. As temperaturas elevadas devem ter causado a vaporização instantânea da água, sob condições de pressão confinante elevada, o que provocou a mobilização das areias, injetadas através dos planos de diaclasamento recém formados, impregnando e preenchendo integralmente as discontinuidades no corpo do derrame. Posteriormente, as areias devem ter sido cimentadas por soluções sílicas, em ambiente hidrotermal, tendo adquirido grande resistência. Com base no levantamento geológico por ele realizado, Pichler (1952) apresentou a coluna estratigráfica da **Figura 11.28.3**.



**Figura 11.28.3** - Salto Grande - Coluna estratigráfica: 1) Basaltos e meláfios; 2) Argila dura, mosqueada, com slickensides; 3) Arenito intertrapeano de gran fina, amarelado; 4) basaltos e meláfios contendo diques de arenito; 5) sedimentação recente (Pichler, 1952).

Outro aspecto importante, assinalado por Pichler (1950), foi a presença de extensas fraturas que se estendem a montante do salto, praticamente paralelas entre si e com direção aproximada norte-sul, mesma direção do canal do Inferno. A **Figura 11.28.4**, a seguir, apresenta uma seção geológica esquemática ao longo do eixo de barramento, notando-se a inserção de uma massa de arenito Botucatu no meio dos basaltos. A origem dessa ocorrência não é comentada na literatura disponível. A formação Botucatu é basal em relação à extravasão basáltica, de modo que sua presença pode ser atribuída tanto a uma irregularidade na superfície de derramamento da lava, na forma de duna, quanto a uma intrusão causada por tectonismo, com a massa arenítica ascendendo em relação aos basaltos.



**Figura 11.28.4** - Salto Grande - Seção geológica longitudinal esquemática (Pires & outros, 1983).

O conhecimento geológico do maciço foi adquirido através de sete sondagens rotativas, feitas para dar suporte ao projeto, que registraram baixa recuperação de testemunhos. As sondagens foram feitas com equipamento Sprague-Henwood, diâmetro EX e coroa de diamante. O perfil individual da sondagem III, executada em 1950, apresenta uma descrição sumária dos litotipos, o grau de recuperação e o número de peças por metro (**Figura 11.28.5**). O meláfiro a que o perfil se

refere corresponde ao basalto vesicular e/ou vesículo-amigdaloidal. Uma das sondagens, a S-VII, alcançou 40 metros de profundidade.

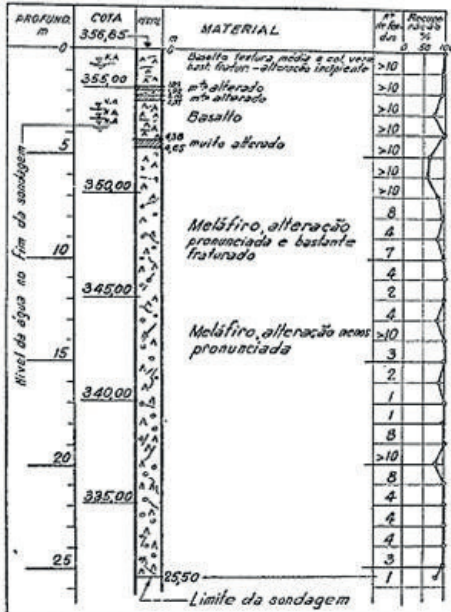


Figura 11.28.5 - Salto Grande - Perfil individual da sondagem III (Pichler, 1950).

Durante a escavação para a fundação de dois blocos de contrafortes na margem esquerda da ilha, foi encontrada uma extensa fenda vertical preenchida com basalto decomposto. A fenda se situava no prolongamento do canal do Inferno e forneceu água termal, a aproximadamente 38°C de temperatura, com cheiro nitidamente sulfuroso. O preenchimento de material decomposto foi removido da fundação das estruturas até a profundidade de 2,5 metros, tendo sido a cavidade enchida com concreto. Como já referido, o sítio da Usina de Salto Grande se localiza na borda leste da ocorrência de rochas basálticas, em área fortemente afetada por tectonismo. O conhecimento integrado da geologia regional, obtido nos sucessivos empreendimentos hidrelétricos ao longo do rio Paranapanema levou a uma tentativa de correlação estratigráfica, apresentada na Figura 11.28.6.

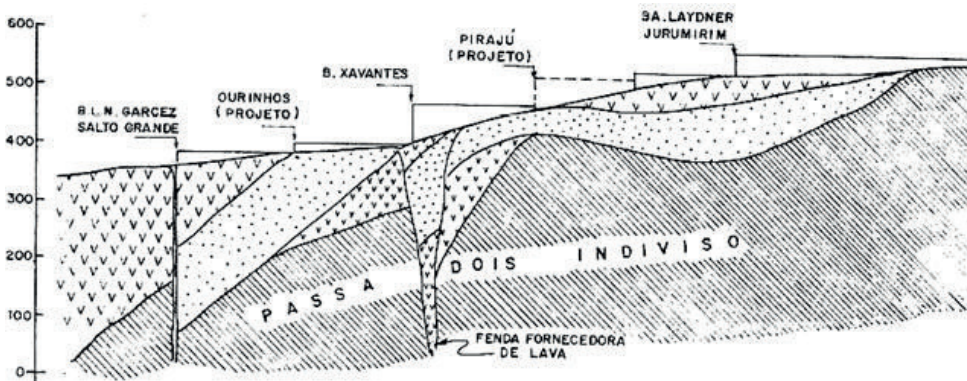


Figura 11.28.6 - Salto Grande - Correlação estratigráfica no alto Paranapanema (Haberlehner, 1983).

Na seção estratigráfica indica-se a presença de zonas de falhamentos verticais, de grande extensão em profundidade, que desempenharam o papel de fornecedoras de lava e que, na atualidade, são os prováveis caminhos das águas térmicas sulfurosas observadas em superfície.

### 11.28.3 Considerações finais

Salto Grande foi uma das usinas hidrelétricas pioneiras, projetadas e construídas no começo dos anos 50 em região basáltica, tendo precedido de pouco as usinas de Jurumirim e Chavantes (na época denominada Xavantes). Desempenhou, assim, o papel de colocar em evidência a importância de aspectos geológicos singulares, a ponto de motivar o desdobramento do eixo da barragem, que acabou adquirindo a configuração de um “S”. Chamou, também, a atenção para a complexa estruturação tectônica regional e motivou as primeiras considerações sobre a interação entre os derrames basálticos em sua fase de solidificação da lava e os depósitos de areias basais, na formação dos diques ascendentes.

### 11.28.4 Material consultado

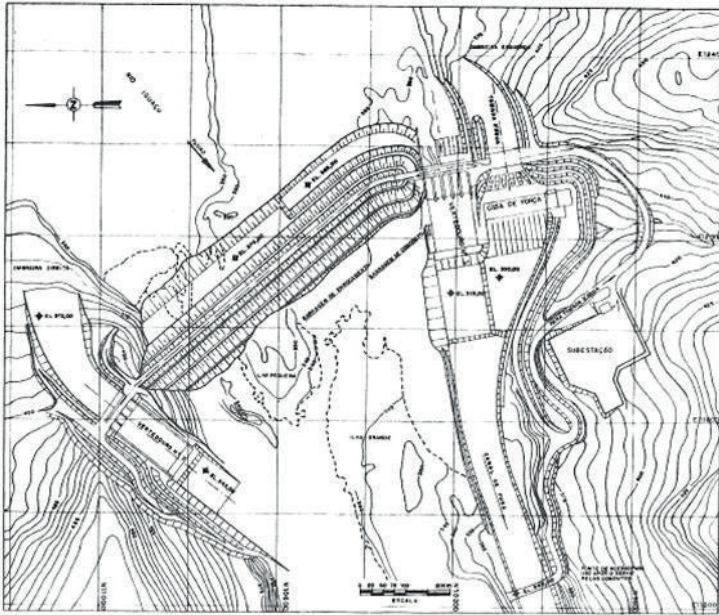
- HABERLEHNER, H. – Aspectos geológicos e geotécnicos das fundações das barragens de Jurumirim, Xavantes e Salto Grande no vale do rio Paranapanema. In: Simpósio da Bacia do Alto Paraná. São Paulo. 1983. ABGE/ABMS/CBMR. Anais...Vol. IIB, Pág. 143-158.
- PICHLER, E. – Estudo geológico para a construção da Barragem de Salto Grande. Politécnica, São Paulo. Jul./1950. Vol. 46, nº 157, pág. 37-41. (Publicação IPT nº 408)
- PICHLER, E. – Diques de arenito em Salto Grande, rio Paranapanema. 1952. Boletim da SBG, vol. 1, nº 1, pág. 15-22.
- PIRES, J.V., LAUREANO, C.A. & GUEDES, M.G. – Lucas Nogueira Garcez (Salto Grande). In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais... Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 609-617.

## 11.29 SALTO OSÓRIO - RIO IGUAÇU

### ▷ DESTAQUE: PERFIL DE INTEMPERISMO

#### 11.29.1 Introdução

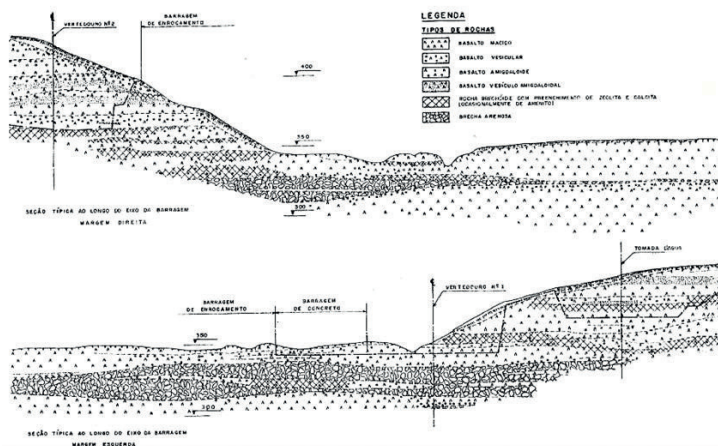
A Usina Hidrelétrica de Salto Osório está localizada no rio Iguaçu, Estado do Paraná, no município de Dois Vizinhos, a cerca de 420 km de Curitiba. A barragem principal é de enrocamento com núcleo argiloso e as estruturas de concreto estão distribuídas em ambas as margens e ombreiras (**Figura 11.29.1**).



**Figura 11.29.1** – Salto Osório  
– Arranjo geral (ABGE/  
ABMS, 1983).

### 11.29.2 Geologia

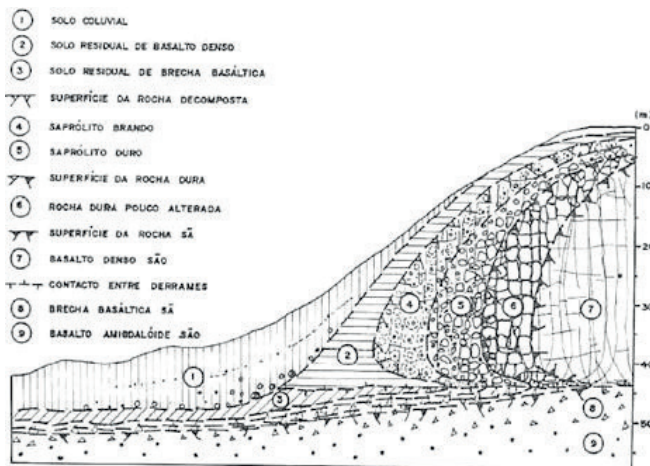
No local de implantação do aproveitamento as investigações revelaram a existência de nove derrames basálticos superpostos, com espessura individual máxima de 20 metros. Esses derrames estão intercalados por brechas interderrames geralmente arenosas, com espessura variável entre poucos centímetros até o máximo de 26 metros. A **Figura 11.29.2** exhibe a seção geológica longitudinal, podendo-se observar a grande heterogeneidade dos derrames, com predominância de basaltos vesiculares e brechas zeolíticas, calcíticas e, em alguns casos, cavernosas. Em alguns locais os derrames exibem alto teor de vidro.



**Figura 11.29.2** – Salto Osório – Seção geológica longitudinal (Ludwig, 1983).

O tectonismo atuou intensamente na área e os derrames foram fortemente afetados por zonas de faturamento, que influenciaram nitidamente a formação dos saltos no perfil do rio Iguaçu. Em

Salto Osório, a disponibilidade de material rochoso obtido nas escavações obrigatórias e de solos resultantes do intemperismo dos basaltos foi determinante para a definição do arranjo e da seção da barragem, que foi zoneada em função da resistência dos materiais, tendo-se utilizado, inclusive, materiais considerados de mais baixa qualidade, de acordo com o conhecimento da época (1970 a 1975), em particular uma boa proporção de materiais que apresentava perdas consideráveis em ensaios de ciclagem. Tendo em vista a necessidade de procurar empregar ao máximo os materiais provenientes das escavações obrigatórias, o perfil de intemperismo das rochas basálticas locais foi objeto de análise aprofundada em Salto Osório, tanto em seus aspectos genéticos, quanto tecnológicos. Segundo consta em Marques & outros (1981), ultrapassada a camada de solo vegetal superficial, o horizonte superior do perfil de intemperismo local é geralmente formado por solo de aspecto homogêneo, de origem coluvionar ou residual maduro, sendo por vezes difícil distingui-los em análises visuais, eventualmente facilitada pela presença de um paleopavimento de seixos ou fragmentos rochosos. Trata-se de um solo de composição silto-argilosa, de coloração marrom avermelhada, de onde a denominação comum de “terra roxa”. Em seguida, penetra-se no horizonte de solo residual jovem, com menor teor argiloso do que o horizonte superior e com vestígios texturais, estruturais e mineralógicos da rocha matriz. Distingue-se por sua coloração clara e variada, que vai desde os tons amarelados e acastanhados, a cores acinzentadas ou esverdeadas, em função da natureza da rocha original. O material é menos argiloso do que o horizonte superficial, siltoarenoso, aumentando gradativamente sua consistência com a profundidade. Termos alternativos para denomina-lo são solo saprolítico e solo de alteração. O horizonte que se segue assinala a transição entre solo e rocha, sendo representado por rocha fortemente intemperizada, via de regra denominada de saprolito. Trata-se de um material moderadamente duro, granular, que já não possui as características de solo e cuja resistência aumenta progressivamente com a profundidade. Sua remoção requer o emprego de ferramentas. Em Salto Osório, este horizonte foi subdividido em saprolito brando e duro, sendo que o primeiro exige o emprego de picareta para sua escavação, produzindo no desmonte blocos e torrões angulosos, delimitados por superfícies preexistentes ou formadas pela ação do intemperismo. Quando compactado, esse material se esmaga e destorroa, mantendo uma fração subordinada de fragmentos de rocha dura. Já, o saprolito duro apresenta predominância de fragmentos de rocha alterada dura, parcialmente descorada, com intercalações de material decomposto, podendo ser escavado com lâmina de trator, mas mantendo-se essencialmente pedregoso após compactação. A **Figura 11.29.3** mostra, de forma esquemática, a seqüência de horizontes gerados pelo intemperismo das rochas basálticas em Salto Osório.



**Figura 11.29.3** – Salto Osório – Perfil esquemático de intemperismo nas rochas basálticas locais (Marques & outros, 1981).

Abaixo dos saprolitos, inicia-se o maciço rochoso propriamente dito, correspondendo ao horizonte superior de rocha parcialmente intemperizada, que somente pode ser escavada por desmante a fogo. Trata-se de um horizonte irregular, eventualmente ausente, que cede lugar ao maciço rochoso são. Em seções geológico-geotécnicas costuma-se assinalar as duas linhas de topo rochoso, sendo a superior denominada de superfície da rocha dura e a inferior de rocha sã. O campo da classificação de perfis de intemperismo exhibe um histórico de conceitos, critérios e nomenclaturas que, como não podia deixar de ser, divergem em alguns aspectos, na busca de expressar em termos quantitativos, ou semiquantitativos, as principais características geotécnicas dos diversos horizontes. Na época da construção da barragem de Salto Osório, Marques & outros (1981) apresentaram um resumo das principais formas de classificação então utilizadas, conforme **Tabela 11.29.1**, a seguir. Do lado direito da tabela encontra-se o critério de classificação da Eletrosul-Copel, empresas responsáveis pela maioria dos aproveitamentos hidrelétricos de porte da Região Sul.

**Tabela 11.29.1** – Salto Osório - Perfis de alteração propostos por diversos autores (Marques & outros, 1981)

PERFIS DE ALTERAÇÃO PROPOSTOS					CARACTERÍSTICA DO MATERIAL	
VARGAS-53	NOGAMI-67	DEERE+PATTON-71	DE MELLO-72	ELETROSUL-COPEL - 80		
SOLO RESIDUAL MADURO	SOLO SUPERFICIAL	RESIDUAL IA- HORIZONTE "A" IB- HORIZONTE "B" IC- HORIZONTE "C" (SAPRÓLITO)	SOLO MADURO	SOLO COLÚVIO-RESIDUAL MADURO	SOLO	SOLO DE ASPECTO MACIÇO, MARRON-INTERMEDIÁRIO, SULTO-AROUSADO, POROSO ("TERRA ROXA").
SOLO RESIDUAL JOVEM	SOLO DE ALTERAÇÃO	I - SOLO RESIDUAL	SOLO RESIDUAL OU SAPRÓLITO	SOLO SA-PROLÍTICO OU RESIDUAL JOVEM	HOMOGÊNEO COM ESTRUTURAS RELICTAS	SOLO DE ASPECTO MACIÇO, CORES MAIS CLARAS, MUITO VARIADAS, AMBLO-SULTO-FINAMENTE MENORDE. SOLO COM ESTRUTURAS RELICTAS BEM APARENTES, CORES MUITO VARIADAS, AMBLO-SULTO-FINAMENTE ARENOSO, C/FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA.
ROCHA DESINTEGRADA	ROCHA ALTERADA	II - ROCHA ALTERADA	ROCHA ALTERADA	ROCHA SAPRÓLITO	SAPRÓLITO BRANDO	SAPRÓLITO SEM-TERROSO, COMPACTO, POUCO A MEDIANAMENTE PEDREGOSO, ALTERAÇÃO GERALIZADA, EVIDÊNCIAS DE DECOMPOSIÇÃO ESTEREOPL. QUE ESCAVA SOB A FORMA DE FRAGMENTOS BRANDOS, ANSULOSOS, E COMPACTA À FORMA DE SOLO IMPERMEÁVEL.
		III - ROCHA PARCIALMENTE ALTERADA	ROCHA ALTERADA		SAPRÓLITO DURO	SAPRÓLITO PREDOMINANTEMENTE PEDREGOSO, MUITO HETEROGÊNIO, FORMADO POR ROCHA DURA MUITO FRATURADA E ZONAS SEMI-TERROSAS EM MENOR PROPORÇÃO, QUE ESCAVA A LÂMINA DE TRATOR, E MANTÉM-SE PEDREGOSO, SEM PERMEÁVEL, APÓS COMPACTAÇÃO.
ROCHA Sã	ROCHA VIVA	III - ROCHA Sã	ROCHA Sã	ROCHA DURA POUCO ALTERADA	ROCHA	ROCHA POUCO ALTERADA, DURA, COM FRATURAS AMARELADAS OU COM ALGUMA DECOMPOSIÇÃO INCIPIENTE AO LONBO DE FRATURAS, TRECHOS DESCORADOS PORÉM FIRMES, QUE NÃO PODE SER ESCAVADA A LÂMINA DE TRATOR PISANDO.
				ROCHA Sã		ROCHA PRATICAMENTE SEM QUALQUER ALTERAÇÃO OU EM QUE ESTA NÃO PREJUDICA AS SUAS PROPRIEDADES.

Em Salto Osório, outro aspecto digno de menção na sequência de derrames basálticos foi a presença de estruturas geológicas incomuns, caracterizadas pela complexidade, que dificulta sua identificação pelas técnicas normais de investigação. A **Figura 11.29.4** exhibe uma seção geológica na área da tomada d'água e casa de força.



**Figura 11.29.4** – Salto Osório - Complexidade estrutural dos derrames na área da tomada d'água e casa de força (Marques & outros, 1981).

Constata-se a ocorrência de um derrame espesso, a montante da tomada d'água, que se subdivide em uma série de subderrames estruturalmente complexos, onde se registra a presença de lentes irregulares de basalto denso separadas por faixas brechóides e vesiculares. Essas estruturas, que às vezes ocorrem como formas almofadadas, tipo *pillow lava*, são responsáveis por um padrão de heterogeneidade litológica que dificultou os trabalhos de escavação seletiva, necessários para separação das variedades litológicas do basalto. No leito do rio, os trechos brechóides determinaram a formação dos canais principais e deram origem a depressões e marmitas profundas, coincidentes com os materiais de menor resistência, que dificultaram a limpeza e tratamento da fundação do núcleo argiloso da barragem (Marques & outros, 1981).

#### 11.29.4 Considerações finais

Em Salto Osório, onde os derrames basálticos se apresentaram de formas pouco usuais e estruturalmente complexas, evidenciou-se a necessidade de um entendimento adequado do quadro geológico-estrutural para o desenvolvimento do projeto, bem como para a formação de um acervo técnico que servisse de base e referência em futuros empreendimentos em litologias similares. Informações detalhadas sobre o acervo de características tecnológicas dos diversos horizontes descritos em Salto Osório são encontradas nos artigos indicados a seguir.

#### 11.29.5 Material consultado

LUDWIG, N.G. – Salto Osório. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 619-637.

MARQUES FILHO, P.L., WAKATSUKI, S. & OLIVEIRA, R.M. – Usina Hidrelétrica Salto Osório: comentários sobre o tratamento de fundações. In: VIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. São Paulo, 1972. CBGB. Anais...Vol. 1, 52 páginas.

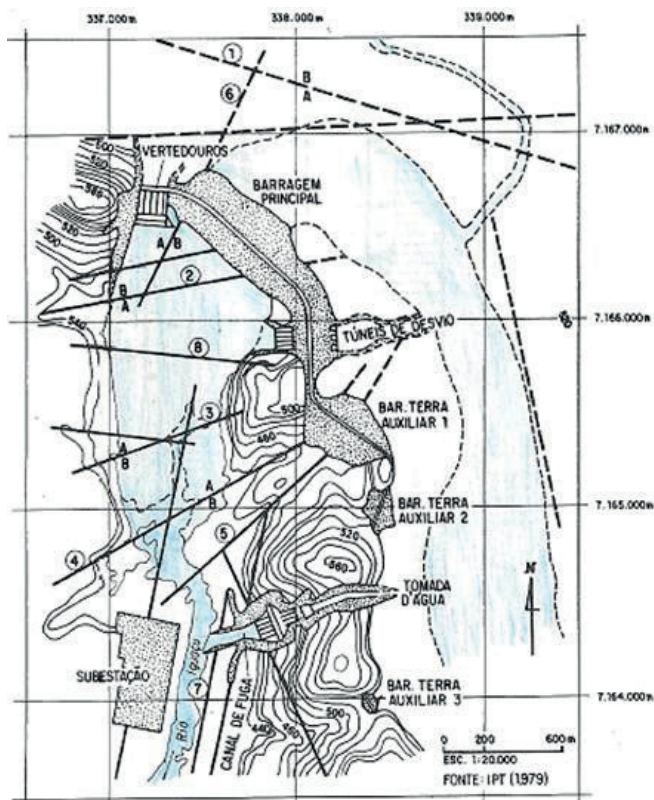
MARQUES FILHO, P.L., CORREIA, P.C.F., LEVIS, P. & ANDRADE, C.A.V. – Características usuais e aspectos peculiares do manto de alteração e transição solo rocha em basaltos. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Itapema, 1981. ABGE. Anais...Vol. 2, pág. 53-72.

### 11.30 SALTO SANTIAGO – RIO IGUAÇU

#### ▷ DESTAQUE: FALHAMENTOS NA FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS

##### 11.30.1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Salto Santiago está localizada no rio Iguazu, Estado do Paraná, entre os municípios de Laranjeiras do Sul e Chopinzinho. O arranjo tira partido de uma alça no traçado do rio, que favorece a distribuição das estruturas ao longo de uma dorsal orientada na direção norte-sul (**Figura 11.30.1**).



**Figura 11.30.1** - Salto Santiago - O arranjo das obras e as principais estruturas geológicas (Hasui & Mioto, 1992).

### 11.30.2 Geologia

Ocorre no sítio de barramento uma seqüência de derrames basálticos superpostos, com espessura total estimada em 600 metros. A principal característica do quadro geológico local é a presença de uma intensa rede de falhamentos subverticais, com rejeitos variáveis entre cinco e 50 metros, excetuando-se a estrutura principal, denominada Falha 5, cujo rejeito, desconhecido, é superior à centena de metros. O maciço rochoso é separado por essa estrutura em dois grandes blocos de características individualizadas, denominados Sequência Norte e Sequência Sul (Ludwig & outros, 1983). A **Figura 11.30.1**, já apresentada, identifica as principais linhas de falhas, sendo a Falha 5 responsável pela separação referida. Na Sequência Norte foram identificados três derrames basálticos de 50 metros de espessura, com variedades litológicas padrão. Nesta seqüência foram implantados o vertedouro, a barragem principal, os túneis de desvio e parte da barragem auxiliar nº 1. A Sequência Sul, que se inicia na fundação da barragem auxiliar nº 1, é constituída por oito a 10 derrames, dentro da área de interesse ao aproveitamento, com espessura variável entre sete e 35 metros. Alguns desses derrames são muito irregulares, podendo ser interpretados como uma seqüência de subderrames (Ludwig, 1983). Além da barragem auxiliar, foram erguidas nessa seqüência a tomada d'água e a casa de força. A **Figura 11.30.2** proporciona uma visão esquemática da seção longitudinal do barramento prolongando-se pela dorsal até alcançar a localização da barragem auxiliar nº 2.

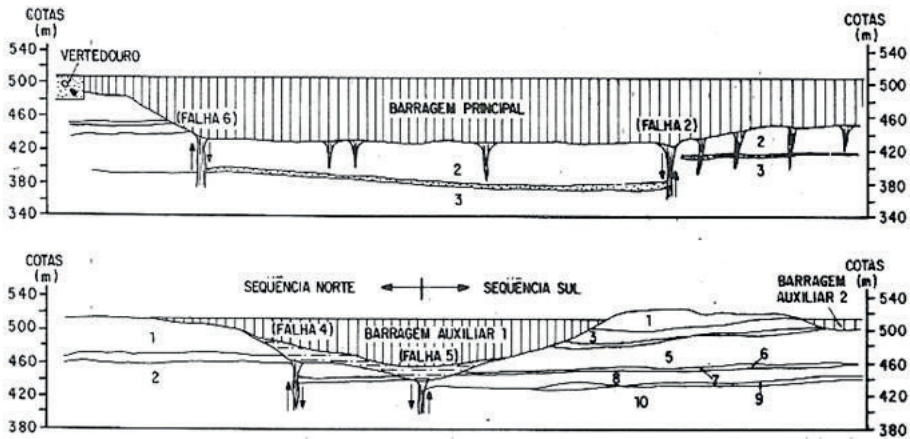


Figura 11.30.2 - Salto Santiago - Seções geológicas (Hasui & Mioto, 1992).

Característica do sítio é que quase todas as falhas geológicas estão localizadas na Sequência Norte. A Falha 5, que separa as duas seqüências, é uma possante estrutura verticalizada, que apresenta superficialmente uma largura da ordem de 30 metros de rocha cataclada e decomposta, estreitando-se em profundidade, mas conservando a “caixa” constituída por rocha decomposta e material argiloso, conforme documentado na **Figura 11.30.3**. Os falhamentos locais fazem parte de um intenso quadro tectônico regional, claramente visível em imagens aéreas, sendo responsáveis por lineamentos topográficos e por um padrão poligonal na drenagem fluvial. Esses lineamentos, que podem atingir dezenas de quilômetros de extensão, apresentam-se normalmente como sistemas subparalelos relativamente bem definidos (Ludwig & outros, 1978). As observações locais indicam a ocorrência pretérita tanto de esforços horizontais quanto verticais, dentro de um provável quadro geral de movimentação transcorrente.

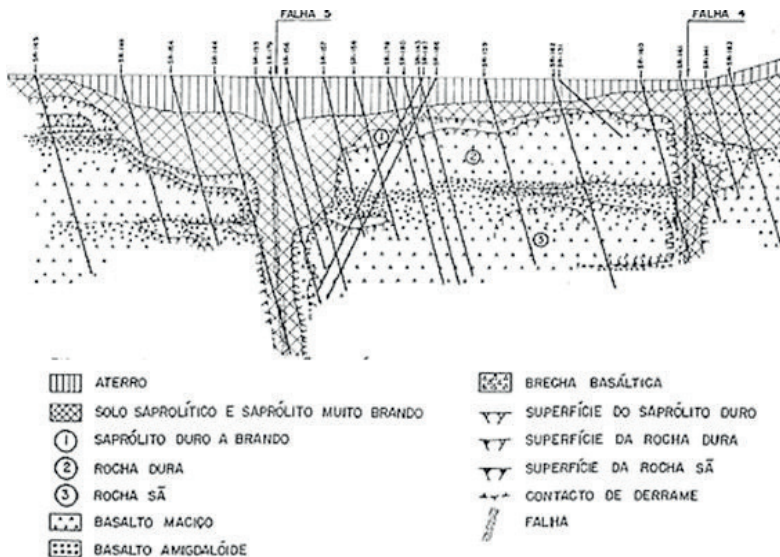
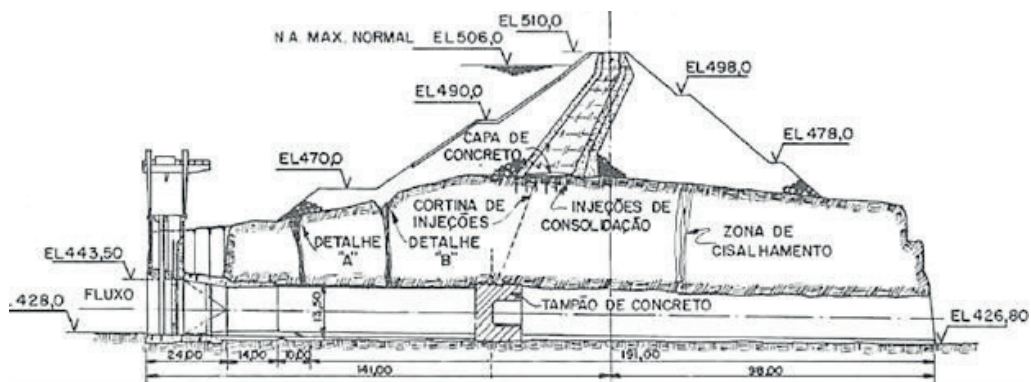


Figura 11.30.3 - Salto Santiago - Seção geológica na barragem auxiliar 1 (Marques & outros, 1981).

Em toda a área do projeto foram identificadas diversas zonas de cisalhamento profundamente intemperizadas, afetando a fundação das principais estruturas, dentre elas os túneis de desvio e a própria fundação da barragem principal. A **Figura 11.30.4** mostra a interferência dos falhamentos com a fundação da barragem auxiliar nº 1 e com os túneis de desvio.



**Figura 11.30.4** - Salto Santiago - Seção transversal na barragem auxiliar nº 1 (Ludwig & outros, 1978).

Apesar da densidade de falhas na área, refletindo a intensidade do tectonismo que afetou a região, a rocha basáltica resultou de boa qualidade na maior parte das escavações, sem qualquer restrição ao uso.

### 11.30.3 Reflexos no projeto e construção

Os falhamentos e as zonas de cisalhamento locais influenciaram de forma marcante o projeto final da obra, devido principalmente à atuação do intemperismo, que alcançou profundidade e espessura relevantes ao longo dessas estruturas, invariavelmente preenchidas por material cataclásico e intemperizado, responsáveis, também, pela mais alta condutividade hidráulica. A própria localização das estruturas de barramento foi condicionada, em alguns casos, pela interferência com essas zonas de fraqueza estrutural. O posicionamento dos túneis de desvio foi praticamente imposto pelas condições geológicas, já que a área de topografia adequada era relativamente restrita e atingida por diversas falhas e zonas de cisalhamento. Os túneis foram localizados em posição de modo a evitar a interferência com a Falha 8 e outras zonas cisalhadas mais espessas, situadas entre os portais de montante e a Falha 4. Já, a estrutura da tomada d'água foi modificada, de modo a situar o muro lateral esquerdo fora da área mais intensamente alterada, causada por uma zona de brecha basáltica intemperizada. A intensidade do tectonismo pode ser avaliada pela imagem da **Figura 11.30.5**, que retrata uma caixa de falha subvertical ao longo da qual ocorreu a cataclase da rocha, seguida pelo preenchimento dos vazios por soluções hidrotermais carregadas de sílica.



**Figura 11.30.5** – Salto Santiago  
– Caixa de falha observada nas  
escavações.

De forma similar, o projeto das estruturas de terra foi adaptado para conviver com a presença das caixas de falha na fundação, que impuseram a necessidade de cuidados, em termos de resistência, deformabilidade e permeabilidade. Na barragem auxiliar nº 1, foi implantado um tapete impermeável sobre o terreno natural, a montante da estrutura, até uma distância de 300 metros, de modo a aumentar o caminho de percolação e reduzir os gradientes, principalmente nas proximidades das Falhas 4 e 5. Na fundação, o cruzamento das falhas implicou na remoção de um volume significativo de argilas orgânicas. Foi também necessário realizar um tratamento superficial com concreto na zona de fundação do núcleo, na área em que a barragem se situa acima dos túneis de desvio, sendo que as zonas cisalhadas a montante do núcleo argiloso sofreram um tratamento de vedação com concreto dental recoberto por material argiloso.

#### 11.30.4 Considerações finais

A experiência de Salto Santiago indica que a presença de feições geológicas geradas por tectonismo e portadoras de zonas de material intemperizado, na fundação das estruturas de barramento, não se constitui em obstáculo insuperável à implantação de barragens, podendo, entretanto, oferecer dificuldades executivas, capazes de retardar a realização de uma ou outra etapa construtiva. A experiência demonstra, sistematicamente, que os investimentos em investigações para suporte ao projeto, previamente ao início das obras, com o propósito de melhor definir as condições geológicas e geotécnicas do sítio de barramento redundam sempre em economia de tempo e recursos investidos no enfrentamento de condições adversas.

#### 11.30.5 Material consultado

LUDWIG, N.G. – Salto Santiago. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 639-673.

LUDWIG, N.G., CORREIA, P.C.F. & MARQUES FILHO, P.L. - A experiência de Salto Santiago no tratamento das fundações e execução de túneis em áreas tectonizadas. II Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. 1978. São Paulo. ABGE. Anais...Vol.2. Pág. 149-163.

LUDWIG, N.G., CORREIA, P.C.F. & MARQUES FILHO, P.L. - Obras hidrelétricas em regiões de falhas: a experiência em Salto Santiago. II Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 1978. São Paulo. ABGE. Anais...Vol.2. Pág. 185-196.

MARQUES FILHO, P.L., CORREIA, P.C.F., LEVIS, P. & ANDRADE, C.A.V. - Características usuais e aspectos peculiares do manto de alteração e transição solo-rocha em basaltos. III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Itapema (SC). ABGE. Anais...Pág.53-72.

MIOTO, J.A. & HASUI, Y. - Aspectos estruturais de interesse à implantação da rede sismográfica de Salto Santiago, rio Iguazu, PR. In: HASUI Y. & MIOTO, J.A. (Coord.). Geologia estrutural aplicada. São Paulo. 1982. ABGE/VOTORANTIM. Pág. 301-296.

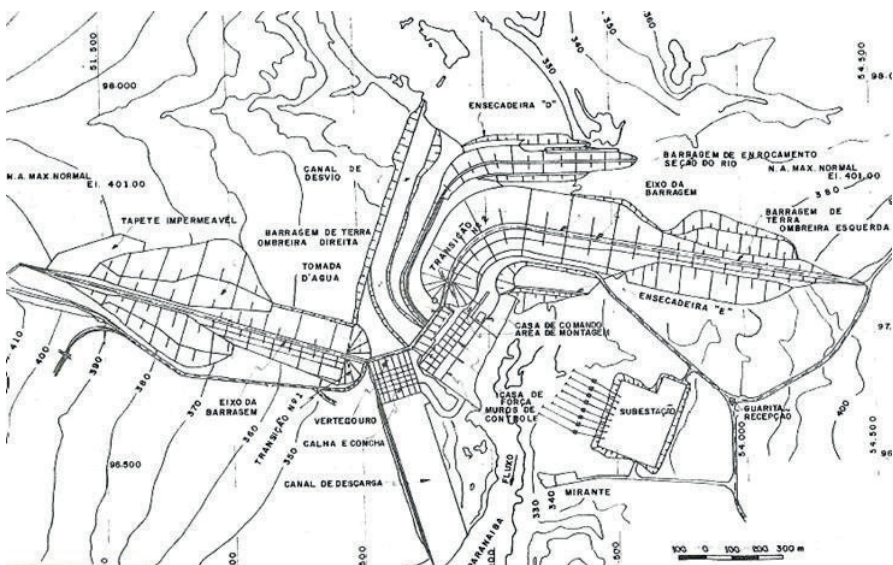
SARDINHA, A.E., SCHWAB, P.R. & KOMESU, I. - Utilização de saprolitos de basalto em aterros compactados na Usina Hidrelétrica de Salto Santiago. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Itapema, SC. 1981. ABGE. Anais...Vol. 2, pág. 93-120.

## 11.31 SÃO SIMÃO - RIO PARANAÍBA

### ▷ DESTAQUE: ESTRUTURAS GEOLÓGICAS RELEVANTES

#### 11.31.1 Introdução

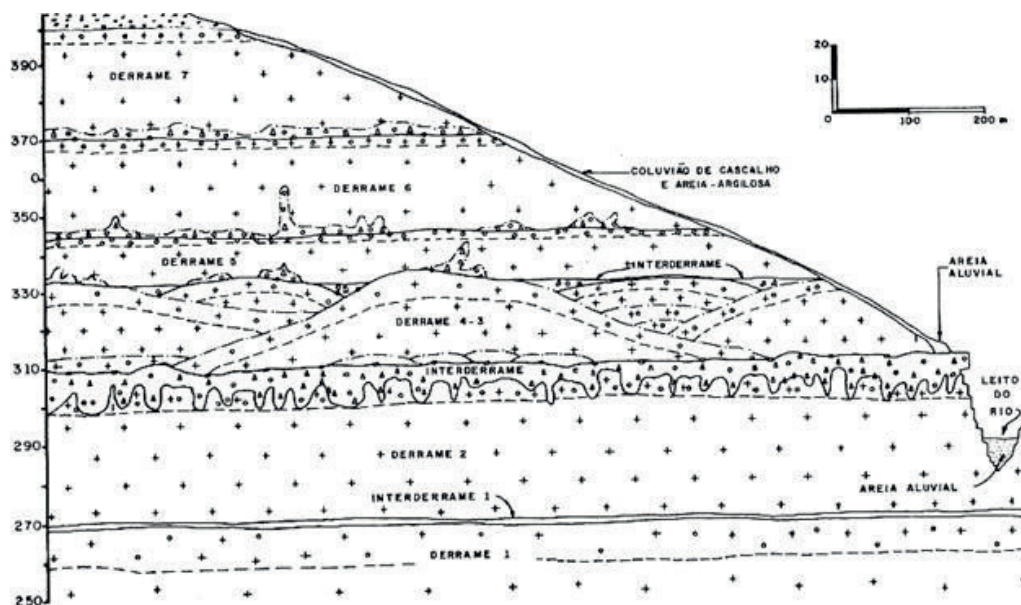
A Usina Hidrelétrica de São Simão se localiza no rio Paranaíba, cerca de 140 km a montante de sua confluência com o rio Grande, onde se inicia o rio Paraná. A usina fica na divisa dos estados de Minas Gerais e São Paulo, nos municípios de Santa Vitória e São Simão. O arranjo consta basicamente de barragens de terra nas duas ombreiras, com uma barragem de enrocamento no leito do rio e com as estruturas de concreto de posição central na calha fluvial (**Figura 11.31.1**).



**Figura 11.31.1** - São Simão - Arranjo geral (ABGE/ABMS, 1983).

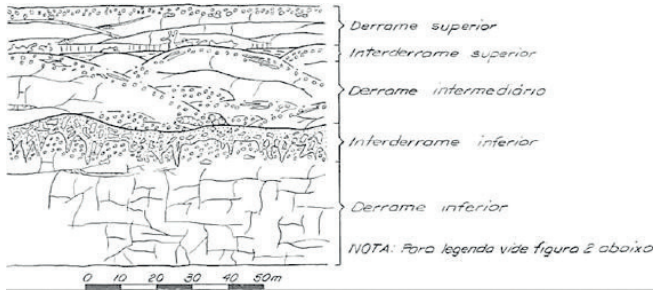
### 11.31.2 Geologia

No sítio foram identificados sete derrames superpostos, dentro da faixa de interesse ao aproveitamento, com leves mergulhos para sul, isto é, para o centro da bacia do Paraná. Os sete derrames perfazem uma espessura total de 200 metros, com espessuras individuais variando entre 50 metros (derrame 1) e 13 metros (derrame 5). A **Figura 11.31.2** apresenta a seção estratigráfica pela ombreira direita, em escala deformada. O horizonte basáltico mais importante aos efeitos do projeto é o complexo de subderrames 4 e 3, cuja separação não foi bem definida, por ocorrerem interpenetrados, tendo sido englobados em um só derrame denominado 4-3. Este derrame apresenta características nitidamente diferentes dos demais, similares às de derrames de lavas ácidas de mais alta viscosidade.



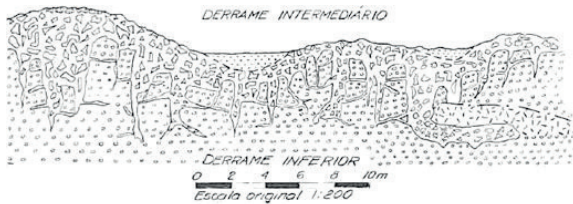
**Figura 11.31.2** - São Simão - Seção estratigráfica na ombreira direita (Viotti & outros, 1983).

Três derrames e dois interderrames foram estudados com mais detalhe, devido a sua importância para as fundações da barragem. A seguir apresentam-se os principais aspectos estruturais das referidas unidades, em sua maioria somente identificados durante a execução da obra, nas escavações para berço das estruturas de concreto, bem como nos poços e galerias de investigação em rocha. Deve-se mencionar que autores diferentes nomearam de forma diferente a sequência de derrames e interderrames, de onde a necessidade de esclarecimentos a respeito no decorrer das descrições. Assim, o derrame 2 da **Figura 11.31.2** foi identificado por Moler & Cabrera (1976) como "derrame inferior" (**Figura 11.31.3**), tendo base na el. 270 metros e topo na el. 300 metros.








**Figura 11.31.3** – São Simão  
– Sequência de derrames basálticos e interderrames  
– Seção vertical (Moler & Cabrera, 1976).

A característica principal do derrame 2, que tem espessura da ordem de 30 metros, é a espessa zona escoriácea em seu topo, representando a crosta solidificada em contato com a atmosfera, que permaneceu fluando acima da parte fluida do derrame. De aspecto brechoide, os fragmentos de basalto vesicular acabaram sendo envolvidos por matriz sedimentar de siltito ou por carbonato de cálcio. O interior do derrame, abaixo da zona escoriácea, é constituído por basalto denso, preto, de textura fina. O sistema de compartimentação é intenso, embora com orientação caótica, com diaclasamento vertical e curvilíneo. O interderrame inferior, que se localiza no intervalo de altitude de 300 a 310 metros, exhibe espessura irregular e é composto por brecha sedimentar, sendo os fragmentos de basalto vesicular envolvidos por uma matriz de siltito ou siltito argiloso, confundindo-se com o topo do derrame inferior, já referido. A **Figura 11.31.4** documenta de forma esquemática essa faixa de transição entre o topo do derrame 2 e o interderrame inferior. O interderrame inferior foi formado pela ação dos ventos em ambiente desértico, quando grandes volumes de silte penetraram em profundidade nas fraturas e irregularidades do topo do derrame inferior, com a contribuição das águas de chuvas que caíam esporadicamente, até preencher totalmente os vazios. A brecha basáltica não apresenta fraturas, constituindo um corpo contínuo e coerente, conforme observado nas galerias de investigação e ensaios.

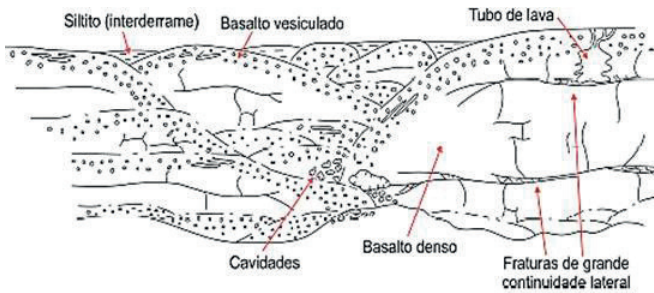


**Figura 11.31.4** – São Simão  
– Estrutura do interderrame inferior – Seção vertical (Moler & Cabrera, 1976).

FIG. 2 - ESTRUTURA DO INTERDERRAME INFERIOR

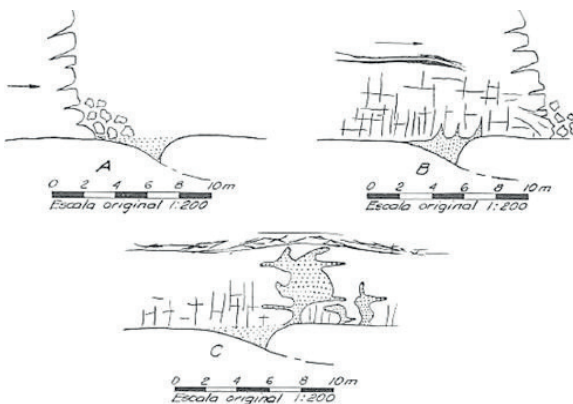
-  Basalto vesicular escoriáceo com muitos diques de siltito, possuindo estrutura sedimentar remanescente
-  Brecha sedimentar - fragmentos angulares de basalto vesicular envolvidos por siltito
-  Siltito puro
-  Cavidades, zonas de fragmentos não consolidados
-  Subderrame proveniente da parte central do derrame inferior

O derrame intermediário (Moler & Cabrera, 1976) equivale ao derrame 4-3 e, como já referido, apresenta uma estrutura complexa, de difícil entendimento. Trata-se do derrame mais importante para o projeto, sendo constituído por um complexo de subderrames, ocorrência incomum nos basaltos da região, formados normalmente por lavas fluidas que dão origem a basaltos densos, microcristalinos, com estrutura homogênea. A **Figura 11.31.5** mostra de forma esquemática a estrutura do derrame intermediário, com predominância de basalto vesículo-amigdaloidal. Além disso, constata-se a presença de grande quantidade de fraturas preenchidas com siltito em toda a espessura dos subderrames.



**Figura 11.31.5** - São Simão - Estrutura do derrame intermediário - Seção vertical (Moler & Cabrera, 1976 in Curti, 2011).

O interderrame superior, localizado sob a base do derrame 5 por volta das elevações 340 e 345 metros, possui pequena espessura, da ordem de três metros e apenas níveis irregulares no topo do derrame 4-3, sendo composto por siltito marrom avermelhado com acamamento horizontal acentuado. Frequentemente, as depressões preenchidas por esses sedimentos exibem o aspecto de trincheiras em "V", formando uma depressão alongada em planta. O siltito exibe baixa resistência mecânica, sendo friável e muito sensível à ciclagem de umedecimento e secagem. Já, o derrame superior (Moler & Cabrera, 1976), correspondendo ao derrame 5 (Viotti & outros, 1983), apresenta espessura entre 10 e 15 metros, com estruturação interna normal. O basalto denso é preto, com textura fina, quase afanítica, muito resistente, porém frágil, exibindo superfícies de separação ao longo de microfraturas abundantes. Característica do derrame é a presença de diversas juntas-falhas em sua porção central e de "espiráculos" junto a sua base. Digno de menção é que este derrame foi o principal fornecedor de rocha na pedreira da margem esquerda. As exposições propiciadas pelas escavações, poços e galerias permitiram observar diversas estruturas singulares e indagar sobre a origem das mesmas. No derrame superior, chamaram a atenção feições denominadas de "espiráculos" (*spiracles*), que equivalem a intrusões irregulares de material clástico, sob a atuação de gases e vapor d'água, formadas durante a solidificação da lava. Ocorrem junto à base do derrame e se limitam a uma altura não superior a dois ou três metros. A **Figura 11.31.6**, a seguir, documenta a formação de um espiráculo, nos últimos estágios de movimentação do derrame, sinalizando, também, a deformação de caráter plástico de uma junta horizontal no interior do derrame. Resumidamente, sua formação decorre da concentração de vapor d'água sob fortes pressões, injetando o siltito na base do derrame de forma irregular.

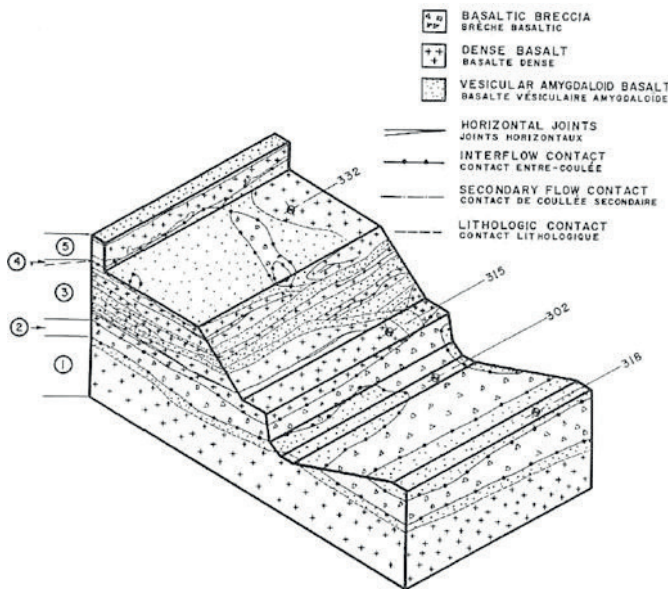


**Figura 11.31.6** - São Simão - Desenvolvimento dos "espiráculos" - Seção vertical (Moler & Cabrera, 1976).

FIG. 11 - DESENVOLVIMENTO DOS "ESPIRÁCULOS"

- A. Derrame superior avançando em direção a uma poça de lama de positada entre derrames.
- B. Começo da injeção de vapor e material clástico, seguindo planos de fraqueza na base densa, semi-solidificada do derrame.
- C. "Espiráculo" formado. Note-se a deformação da junta horizontal.

Outras feições singulares eram representadas por cavidades de dimensões variadas, encontradas no derrame intermediário (derrame 4-3). Um conjunto de cavidades encontradas no topo dos subderrames exibia seção lenticular, com extensão de até cinco metros e altura de até 30 centímetros, ocorrendo em grupos paralelos e superpostas umas às outras. Normalmente os vazios se apresentavam com paredes atapetadas por mineralização secundária de calcita, zeólitas e calcedônia. É provável que essas cavidades sejam devidas à formação de bolsões de gás ao longo de uma superfície aplainada, posteriormente alongadas pelo fluxo em fase plástica. Foram também encontrados tubos de lava preenchidos completamente com siltito marrom, em alguns subderrames de maior espessura. Ocasionalmente, grandes cavidades surgiram no encontro entre subderrames. Uma caverna exposta durante as escavações tinha uma seção de cinco metros de largura por um metro de altura e uma extensão de 15 metros, inclinada cerca de  $30^{\circ}$  com a horizontal. Outra grande caverna, com dimensões semelhantes, foi observada quando um trator afundou um metro nela. A origem dessas cavernas foi atribuída ao acúmulo de fragmentos soltos, arrastados na frente de um subderrame e preservados pelas manifestações de lava posteriores, que não os preencheram. Também podem ter se originado como tubo de lava ou *out flow*, em que a lava quente de um subderrame escapou através de alguma fenda, deixando um vazio sob uma crosta de rocha já solidificada. O único outro caso conhecido em sítios de barragens, é o do túnel de lava encontrado no local da UHE Cachoeira Dourada (ver neste livro). As **Figuras 11.31.7 e 11.31.8**, a seguir, documentam a complexidade estratigráfica e estrutural da fundação basáltica na área da tomada d'água e da casa de força.



**Figura 11.31.7** – São Simão – Bloco diagrama da fundação da tomada d'água e casa de força (Brito & outros, 1974).

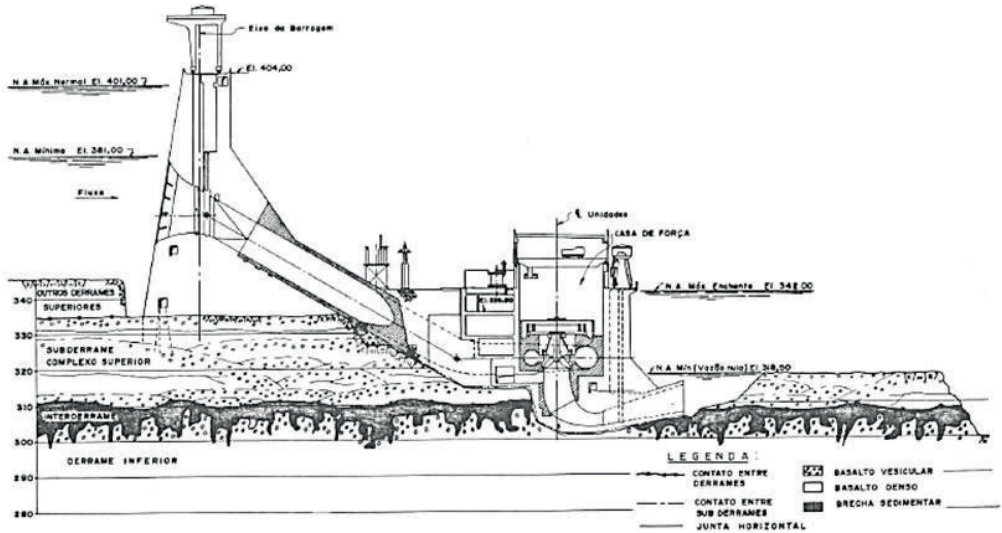


Figura 11.31.8 - São Simão - Seção transversal na área da tomada d'água e casa de força (Moler & Pinto, 1976).

### 11.31.4 Caracterização geomecânica

Em consideração do fato que a fundação dos blocos de gravidade da tomada d'água era constituída pelo pacote de subderrames que compõem o derrame superior, vislumbrou-se a possibilidade de ocorrência de uma superfície de baixa resistência, com continuidade montante-jusante, ao longo de uma grande área do maciço rochoso. Durante a escavação dos poços de acesso às galerias de exploração, foi possível distinguir a ocorrência de juntas horizontais de grande continuidade, tendo disso resultado a decisão de se proceder à caracterização geomecânica dos diversos litotipos e principais descontinuidades do maciço rochoso. Para tanto, a partir de poços verticais foram abertas três galerias em rocha, na área de assentamento das estruturas de concreto, totalizando cerca de 400 metros de extensão, conforme documenta a **Figura 11.31.9**.

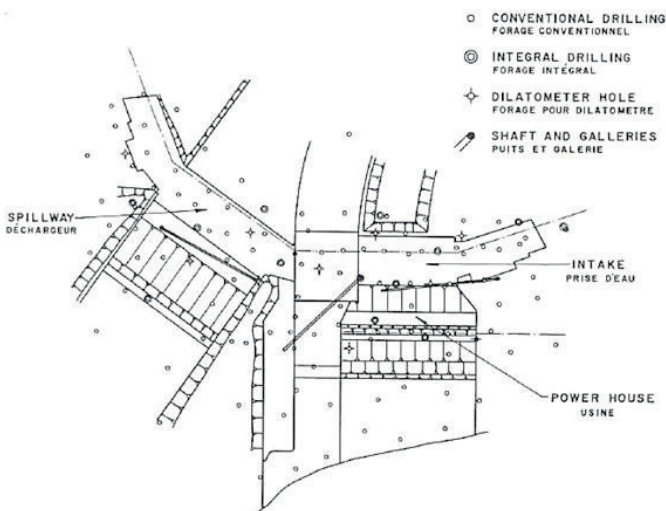
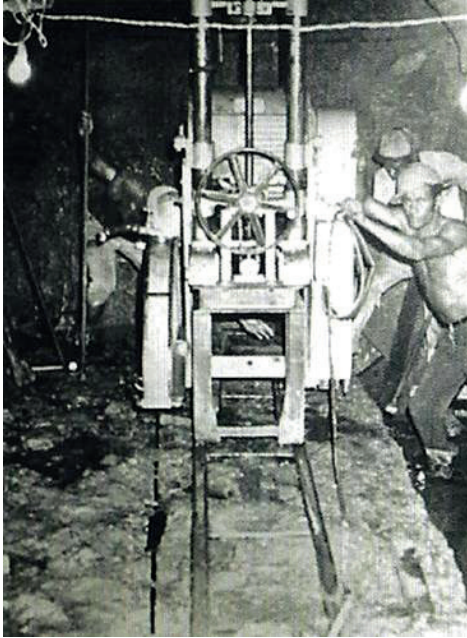


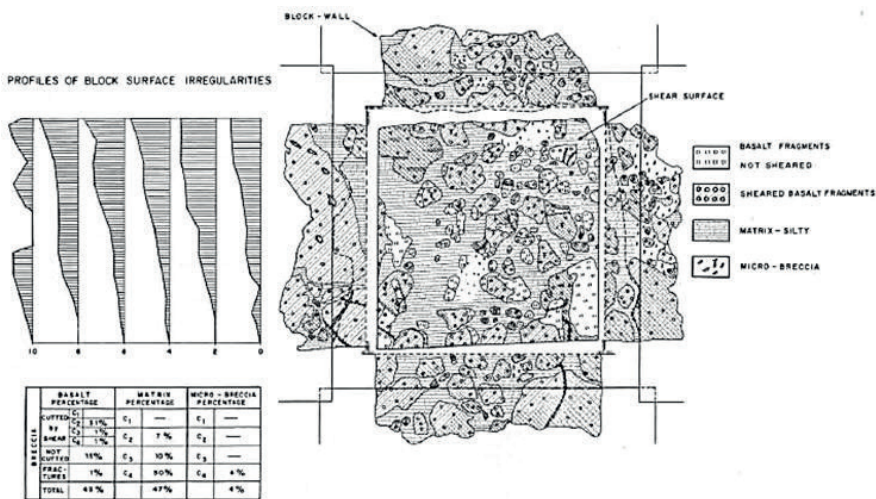
Figura 11.31.9 - São Simão - Localização das investigações por poços, galerias e sondagens (Brito & outros, 1974).

Nas galerias, foram executados seis ensaios de cisalhamento direto *in situ*, em blocos com dimensões de 0,70 x 0,70 x 0,35 metros, moldados por meio de serra diamantada. A **Figura 11.31.10** ilustra o trabalho de preparação dos blocos na brecha basáltica de uma galeria.



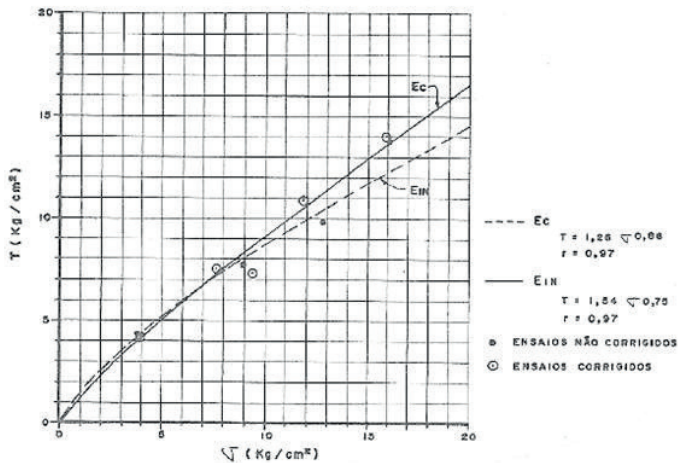
**Figura 11.31.10** – São Simão – Preparação de bloco para ensaio de cisalhamento *in situ* (ABGE, 2017).

Em cada bloco foram realizados quatro ensaios, sendo um *in natura* e três de deslizamento após ruptura, todos submetidos a tensões normais crescentes. Após a finalização dos ensaios, as superfícies de ruptura foram documentadas através de mapeamento de detalhe e planimetria, conforme ilustra a **Figura 11.31.11**, a seguir.



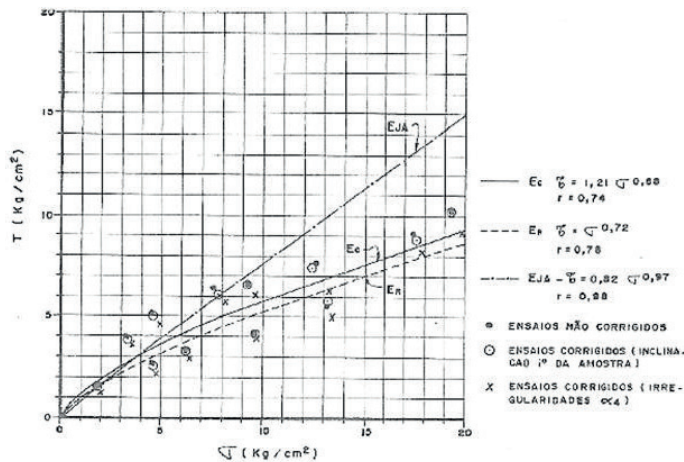
**Figura 11.31.11** – São Simão – Mapeamento geotécnico e levantamento planimétrico de bloco ensaiado ao cisalhamento *in situ* (Fujimura, 1974).

Os resultados dos ensaios *in situ* estão representados pelas envoltórias de resistência ao cisalhamento *in natura* na **Figura 11.31.12**, a seguir.



**Figura 11.31.12** – São Simão  
– Resultados dos ensaios de cisalhamento direto *in situ* – Blocos *in natura* (Moler & Pinto, 1976).

Foram, também, realizados ensaios de cisalhamento em laboratório, em amostras coletadas nas caixas de testemunhos de sondagens, com 6" de diâmetro, dotadas de junta pré-existente de modo a reproduzir as condições das juntas no campo. Os resultados obtidos foram submetidos a correções resultantes da inclinação das juntas, bem como das irregularidades nas superfícies de movimentação. A **Figura 11.31.13** documenta esses resultados em laboratório.



**Figura 11.31.13** – São Simão  
– Resultados dos ensaios de cisalhamento em laboratório (Moler & Pinto, 1976).

Resumidamente, a caracterização dos vários litotipos, que não se restringiu aos ensaios de cisalhamento, mas incluiu também a determinação de módulo de elasticidade em furos de sondagem, utilizando as técnicas recém-desenvolvidas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, além de ensaios básicos de caracterização tecnológica, pode ser resumida como segue. O basalto denso, preto, são, de textura média do derrame inferior obteve os seguintes valores de módulo de elasticidade e resistência à compressão:  $E = 342.000 \text{ kg/cm}^2$  -  $R_c = 545 \text{ kg/cm}^2$ .

A brecha basáltica sedimentar, encontrada acima do derrame inferior, apresentou os seguintes resultados:  $E = 35.000$  a  $182.000 \text{ kg/cm}^2$  -  $R_c = 24$  a  $120 \text{ kg/cm}^2$  -  $\tau = 1 + \sigma \cdot \text{tg } 30^\circ \text{ kg/cm}^2$ . O derrame intermediário, formado por um complexo de subderrames, foi assim caracterizado em seus principais litotipos: Basalto vesicular:  $E = 185.000$  a  $275.000 \text{ kg/cm}^2$  -  $R_c = 253$  e  $402 \text{ kg/cm}^2$ .

Basalto denso:  $E = 228.000 \text{ kg/cm}^2$  -  $R_c = 472 \text{ kg/cm}^2$ .

### 11.31.5 Considerações finais

Na década de 70, a UHE São Simão representou um dos grandes campos de aplicação das técnicas de caracterização geomecânica de maciços rochosos, implementadas pelos dois polos tecnológicos representados pelo IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo e pelo LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, Portugal. Ao mesmo tempo, o maciço rochoso de São Simão proporcionou a observação direta de diversas estruturas singulares expostas nas paredes das escavações em seus derrames basálticos, contribuindo eficazmente para o avanço do entendimento da dinâmica de extravasão e solidificação das lavas, em seus aspectos morfogenéticos, além de melhor caracterizá-las em termos geotécnicos.

### 11.31.6 Material consultado

- BRITO, S.N.A. - Estudo do maciço rochoso de São Simão. In: IX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro, 1973. CBGB. Anais...Vol. 1. 39 páginas.
- BRITO, S.N.A., MOLLER, W.A. & GONÇALVES, E.S. - Geological investigation of the São Simão Dam. In: II International Congress of the International Association of Engineering Geology. São Paulo, 1974. IAEG/ABGE. Anais...Vol. 2, T.6, 11 páginas.
- CURTI, D.K. (2011) - Tipologia e origem das fraturas subhorizontais em basaltos da formação Serra Geral, Brasil. Dissertação de Mestrado. IG/USP. 2011. 131 páginas.
- FRANCISS, F.O. & BRITO, S.A. - A amostragem integral e sua aplicação nas barragens de Volta Grande e São Simão. In: VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1971. Anais ...Vol. 1.
- FUJIMURA, F. - Direct "in situ" shear tests of São Simão sedimentary breccia. In: II International Congress of the International Association of Engineering Geology. São Paulo. 1974. Anais...Vol.1. 11 páginas.
- MOLER, W.A. & CABRERA, J.G. - Características de fundações sobre rochas basálticas. In: I Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Rio de Janeiro, ABGE. 1976. Anais...Vol. 2, pág. 197-216.
- MOLER, W.A. & PINTO, A.S. - Influência das irregularidades na resistência ao cisalhamento de uma junta horizontal em basalto. Caso da tomada d'água da barragem de São Simão. In: I Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Rio de Janeiro, ABGE. 1976. Anais...Vol. 2, pág. 431-452.
- ROCHA, M., BRITO, S.N.A. & NIEBLE, C.M. - Application of advanced techniques to the study of the foundation of São Simão Dam. In: III Congress of the International Society for Rock Mechanics. Denver. 1974. ISRM. Anais...Vol. 2, pág. 913-921.
- VIOTTI, C.B., ZICA, H.S., GONÇALVES, E.S. & MACHADO, T.S. - São Simão. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 675-710.

VIOTTI, C.B., MARTINS, M.F.L., CAVALCANTI, A.V. & BICUDO, R.I. – Controle de percolação pelas fundações das ensecadeiras principais de São Simão. In: VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Olinda/Recife, 1982. ABMS. Anais...Vol. 6, pág. 315-310.

## 11.32 TAQUARUÇU - RIO PARANAPANEMA

### ▷ DESTAQUE: CONTATO ENTRE DERRAMES MUITO PERMEÁVEL

#### 11.32.1 Introdução

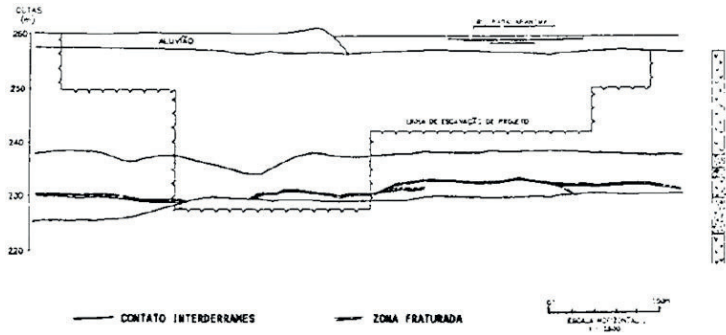
A barragem da UHE Taquaruçu está localizada na região oeste do Estado de São Paulo, na divisa com o Estado do Paraná, ao longo do rio Paranapanema, entre os municípios de Sandovalina (SP) e Itaguajé (PR), a 80 km a jusante da usina Capivara e 125 a montante da foz do Paranapanema no rio Paraná, sendo constituída por estruturas de concreto, ocupando a parte central do vale, ladeadas por barragens de terra em ambas as margens e ombreiras. A **Figura 11.32.1** focaliza as estruturas de concreto, de posição central.



**Figura 11.32.1** – Taquaruçu – Arranjo geral (internet – <https://www.ctgbr.com.br/wp-content/uploads/2019/09/20170818ctgtaquarucudrone016.jpg>).

#### 11.32.2 Geologia

No sítio foram investigados sete derrames, dentro da faixa de interesse ao aproveitamento, denominados de A a G, de cima para baixo, dos quais os derrames A, B e C são os mais importantes, por abrigarem as estruturas de concreto. Do ponto de vista hidrogeotécnico, o sítio da UHE Taquaruçu foi de grande interesse, uma vez que os contatos entre os derrames A/B, B/C e uma junta-falha inserida no núcleo do derrame B se revelaram de elevada permeabilidade, concentrando praticamente todo o fluxo d'água pelas fundações. Dentre essas feições, a que despertou maiores atenções foi o contato entre derrames A/B, por situar-se a pequena profundidade abaixo da superfície de fundação do vertedouro e da tomada d'água, sendo assim o condicionante principal de projeto de tratamento das fundações (Azevedo & outros, 1987). A **Figura 11.32.2** mostra a posição relativa desse contato no contexto das escavações.

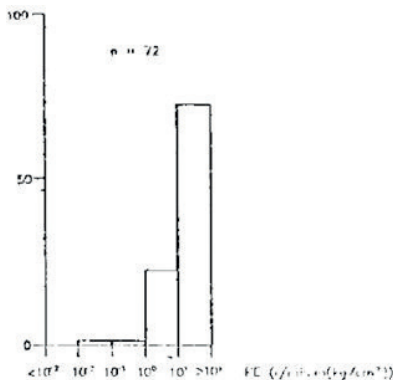


**Figura 11.32.2** - Taquaruçu - Seção geológica longitudinal esquemática (Azevedo & Cruz, 1994).

O contato A/B possui grande continuidade e abertura média de 0,5 cm, podendo alcançar localmente alguns centímetros. Seu preenchimento, quando ocorre, consiste em material areno-siltiloso de alteração do próprio basalto e/ou em películas de argila branca. Logo abaixo do contato, a brecha basáltica de topo do derrame B exibe sinais de percolação d'água.

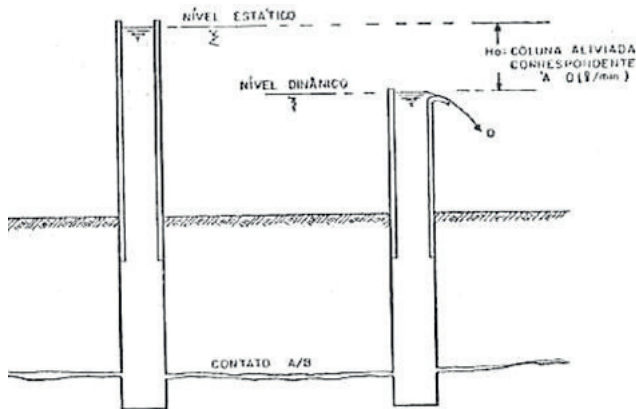
### 11.32.3 Condutividade hidráulica do contato

Os ensaios de perda d'água sob pressão feitos em sondagens rotativas mostraram em 97% dos casos perdas d'água específicas (PEs) superiores a 1,0 l/min.m. kg/cm<sup>2</sup> sendo que, destes, 74% foram superiores a 10 l/min.m.kg/cm<sup>2</sup>. Os ensaios cujas vazões excederam a capacidade dos equipamentos (vazão total da bomba), sem atingir a pressão especificada, somaram cerca de 60% dos que foram realizados, o que equivale à perda total de água. Esse mesmo contato, quando alcançado pela perfuração nas sondagens, revelou artesianismo da ordem de dois metros acima da cota do nível d'água do rio. Diversos piezômetros foram então instalados ao longo do contato, com o objetivo de acompanhar as variações de carga piezométrica com o tempo. Quando as escavações atingiram a cota do contato A/B, constatou-se um aporte de água significativo, da ordem de 700 m<sup>3</sup>/hora, estabilizando-se em cerca de 320 m<sup>3</sup>/hora e trazendo dificuldades para o lançamento do concreto, uma vez que era frequentemente necessário proceder ao desvio e confinamento das águas de infiltração. A **Figura 11.32.3** mostra um histograma da distribuição de valores de perda d'água específica ao longo do referido contato



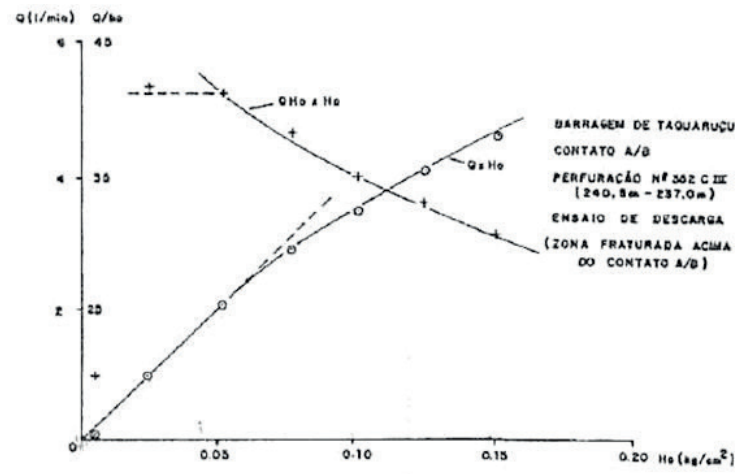
**Figura 11.32.3** - Taquaruçu - Histograma de perda d'água específica no contato entre derrames A e B (Azevedo, 1993).

Os resultados dos ensaios mostraram a conveniência de se utilizar a pressão de artesianismo para execução de ensaios em múltiplos estágios de descarga, que é um procedimento apropriado para a análise do regime de fluxo. Os ensaios de campo em furos de sondagem que apresentavam artesianismo foram feitos adaptando-se uma tubulação rígida de 3" acima do terreno natural, como prolongamento do furo, até que se conseguisse estabelecer o nível d'água estático. A partir daí, pequenos segmentos de tubulação eram removidos, medindo-se então a vazão  $Q$  correspondente à carga  $H_0$  aliviada, até que a mesma se tornasse aproximadamente constante. A **Figura 11.32.4** ilustra a montagem utilizada nesses ensaios.



**Figura 11.32.4** - Taquaruçu - Montagem para execução de ensaio na presença de artesianismo (Azevedo & outros, 1987).

Os resultados dos ensaios foram tratados graficamente, relacionando a vazão  $Q$  (l/min) versus a carga efetiva  $H_0$  (expressada como pressão efetiva em  $\text{kg/cm}^2$ ) e também relacionando  $Q/H_0$  versus  $H_0$ , observando-se assim curvas características das mudanças do regime de fluxo. A **Figura 11.32.5** documenta um desses ensaios.



**Figura 11.32.5** - Taquaruçu - Resultados de ensaio de descarga (Azevedo & outros, 1987).

Quando o resultado da relação  $QH_0 \times H_0$  é constante ou, ainda, quando a relação  $Q \times H_0$  é constante, significa que o regime de fluxo no ensaio é laminar linear. Sempre que houver mudança nestas relações, configura-se regime de fluxo não linear, que pode ser de transição ou turbulento.

### 11.32.4 Considerações finais

A partir da constatação de artesianismo ao longo do contato entre os derrames A e B foram executados ensaios em múltiplos estágios de descarga, de modo a determinar algumas características hidráulicas (regime de fluxo, carga e vazão limite de fluxo laminar) da referida feição. Esses resultados foram empregados na programação da cortina de vedação da fundação para as estruturas de concreto. Em Taquaruçu, foi dado um passo adiante nos procedimentos de caracterização hidrogeotécnica dos meios rochosos, para além dos ensaios convencionais de perda d'água sob pressão.

### 11.32.5 Material consultado

AZEVEDO, A.A. - Análise do fluxo e das injeções nas fundações da barragem de Taquaruçu, rio Paranapanema, São Paulo. Dissertação de Mestrado. São Paulo. São Carlos: Escola de Engenharia. 1993. IPT, São Paulo, Relatório Técnico nº 33.082. 1995.

AZEVEDO, A.A. & CRUZ, P.T. - Efeito das injeções nos parâmetros hidráulicos de descontinuidades. In: I Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. Foz do Iguaçu, 1994. Anais...8 páginas.

AZEVEDO, A.A., CORREA FILHO, D., QUADROS, E.F. & CRUZ, P.T. - Determinação das cargas e vazões limites para fluxo laminar no estudo da condutividade hidráulica do contato A/B da Barragem de Taquaruçu. In: V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1987. ABGE. Anais...Vol. 1, pág. 349-356.

AZEVEDO, A.A., CORREA FILHO, D., QUADROS, E.F. & CRUZ, P.T. - Hydraulic conductivity in basaltic discontinuities in the foundation of Taquaruçu Dam. In: VI Congress of the International Society for Rock Mechanics. Montreal, 1987. ISRM. Rotterdam. Anais...Vol. 1, pág. 7-10.

SERRA JR. E., MAGALHÃES, F.A. & AZEVEDO, A.A. - Análise de feições estruturais para o estudo do estado de tensões naturais no maciço basáltico da UHE Taquaruçu. In: II Simpósio Sul-Americano de Mecânica de Rochas. Porto Alegre, 1986. ABMS/CBMR. Anais...Vol. 2, pág. 252-262.

SERRA JUNIOR, E. & AZEVEDO, A.A. - Ensaios de alterabilidade natural em basalto compacto na Usina Hidrelétrica Taquaruçu. In: III Congresso Suramericano de Mecânica de Rocas. Caracas. 1990. ISRM. Anais...Pág. 185-194.

## 11.33 TRÊS IRMÃOS - RIO TIETÊ

### ▷ DESTAQUE: ARTESIANISMO NA CONDIÇÃO NATURAL

#### 11.33.1 Introdução

A UHE Três Irmãos se localiza no rio Tietê, cerca de 28 quilômetros a montante da confluência com o rio Paraná. O aproveitamento é constituído por barragens de terra homogêneas, ladeando as estruturas de concreto que se localizam na margem esquerda do rio (**Figura 11.33.1**).



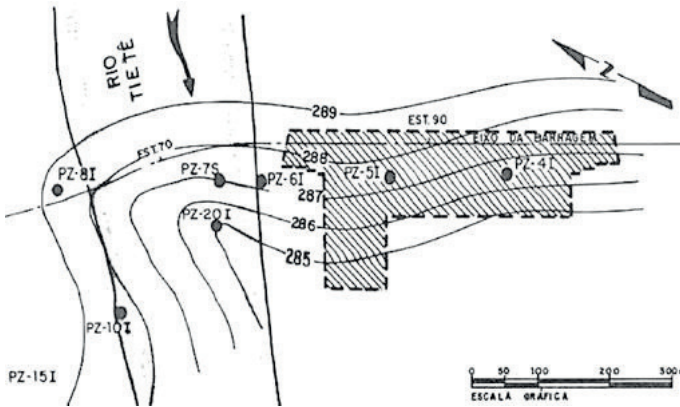
**Figura 11.33.1** - Três Irmãos - Arranjo geral (internet - <https://exame.com/negocios/cesp-pede-revisao-de-indenizacao-por-tres-irmaos/>).

### 11.33.2 Geologia

Na área do empreendimento foram localizados e investigados três derrames basálticos superpostos, denominados de A, B e C, de baixo para cima. As feições estruturais obedecem ao padrão usualmente observado em maciços basálticos da Bacia do Paraná. O mapeamento de superfície identificou dois sistemas preferenciais de fraturamento, um deles condicionando, aparentemente, o curso d'água na área da barragem e o outro relacionado à orientação das corredeiras existentes no leito do rio. Nas proximidades dos contatos litológicos, em especial interessando os interderrames, foram identificadas zonas sub-horizontais intensamente fraturadas, que representam elementos de fraqueza estrutural do maciço rochoso. As discontinuidades mais importantes foram detectadas nas elevações 260 metros e 240 metros, a primeira no interior do maciço de basalto denso do derrame B e a segunda coincidindo com o contato entre os derrames A e B. A Junta 260 possui preenchimento constituído por argilominerais e carbonato de cálcio, provavelmente provenientes da precipitação química de soluções hidrotermais ao longo de uma discontinuidade pré-existente. Já, a Junta 240 se caracteriza pela elevada permeabilidade e pela ocorrência de artesianismo.

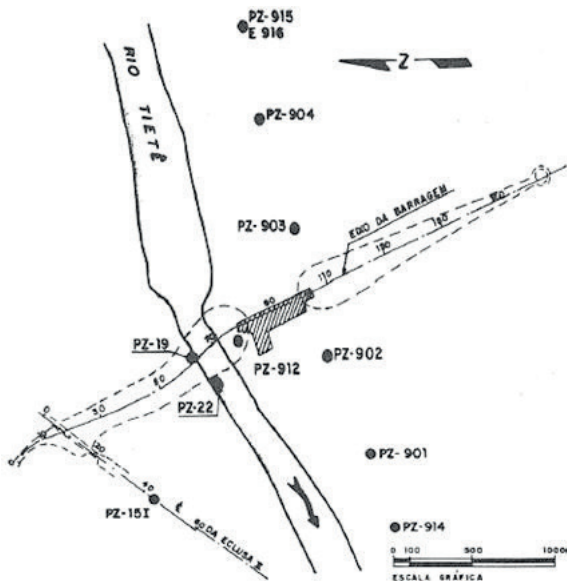
### 11.33.3 Artesianismo

Durante a campanha de investigações para elaboração do projeto, alguns furos de sondagem indicaram a presença de artesianismo e foram aproveitados para instalação de piezômetros. Esses instrumentos, que podem ser visualizados na **Figura 11.33.2**, confirmaram a existência de um nível d'água confinado, coincidente com o horizonte de brecha basáltica da elevação 240 metros, que produziu artesianismo ao ser interceptado pelas sondagens.



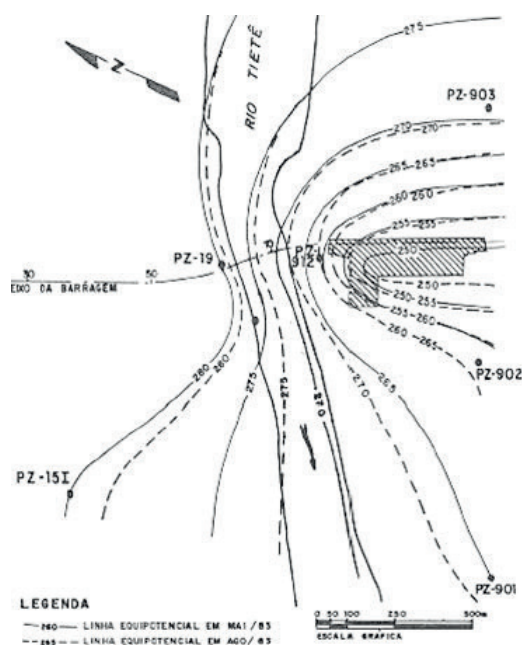
**Figura 11.33.2** – Três Irmãos - Localização dos piezômetros e equipotenciais antes das escavações (Silveira & outros, 1987).

As equipotenciais interpretadas indicaram a existência de gradientes nos sentidos ombreira direita-ombreira esquerda, da ordem de 0,6% e montante-jusante, da ordem de 2,7%. Foi registrada, também, uma oscilação dos níveis de artesianismo em função da época do ano. Essas constatações indicaram a conveniência de prosseguir com as medições do artesianismo e levaram à implantação de novos piezômetros, uma vez que aqueles instalados no leito do rio e na área das escavações acabaram perdidos durante a construção. Os novos piezômetros foram implantados no horizonte da brecha basáltica da elevação 240 metros, ao longo de uma seção transversal ao eixo da barragem, que se estendia para montante e para jusante, totalizando cerca de dois quilômetros de extensão. A **Figura 11.33.3** mostra a localização dos novos piezômetros, alinhados ao longo da margem esquerda do rio. Esses novos piezômetros confirmaram a existência de gradiente na direção montante-jusante, ao longo do referido horizonte de brecha basáltica. Na época, aventou-se a possibilidade do artesianismo sofrer uma intensificação direta com o enchimento do reservatório, podendo provocar acréscimos de subpressões na área das estruturas de concreto, inclusive a jusante das mesmas.



**Figura 11.33.3** - Três Irmãos - Localização dos piezômetros em maiores distâncias (Silveira & outros, 1987).

Para a condição de drenos inoperantes, o diagrama de subpressão ao longo do horizonte artésiano poderia atingir uma configuração retangular, prolongando-se para jusante e afetando a estabilidade das estruturas. Tal condição poderia também interferir na condição de equilíbrio da bacia de dissipação do vertedouro, com problemas de flutuação devido a seu reduzido peso próprio. Por último, as vazões de infiltração para as galerias sofreriam acréscimos proporcionais aos incrementos de carga piezométrica a jusante, sobrecarregando o sistema de bombeamento. Para equacionar essas questões foram necessários estudos especiais de projeto, que abrangeram análises de percolação em modelo tridimensional, com simulação gradativa da inoperância do sistema de drenagem, bem como ensaios hidrogeotécnicos de campo. Como era de se esperar, o avanço das escavações na área das estruturas de concreto veio provocar um significativo alívio no nível de artesianismo, que se estendeu até cerca de um quilômetro para montante e 1,5 quilômetro para jusante. A **Figura 11.33.4** mostra a situação das equipotenciais em dois momentos, após as escavações.



**Figura 11.33.4** - Três Irmãos - Situação das equipotenciais em dois momentos, após as escavações (Silveira & outros, 1987).

Durante a construção das obras de concreto, foi possível observar o restabelecimento dos níveis iniciais de artesianismo na região externa às estruturas, fato atribuído à execução da cortina de vedação por injeções de calda de cimento.

#### 11.33.4 Considerações finais

O bem sucedido monitoramento do artesianismo em Três Irmãos resultou na constatação que em grandes aproveitamentos hidrelétricos as observações piezométricas devem começar o mais cedo possível, aproveitando-se para tal os furos de sondagens rotativas das campanhas de investigações. Uma vez constatada a existência de artesianismo, as atenções devem ser voltadas para a eventual existência de gradientes no sentido montante-jusante, uma vez que o futuro reservatório poderá acarretar uma alimentação direta desse artesianismo na área das estruturas

de concreto. Nesse caso, os critérios usuais de projeto devem ser reavaliados, contemplando a possibilidade das subpressões serem majoradas em diversas áreas do projeto, com eventuais reflexos nas condições de segurança das estruturas.

### 11.33.5 *Material consultado*

FRAZÃO, E.B. - Metodologia para avaliação da alterabilidade de rochas a partir de estudo experimental em amostras de basalto da UHE de Três Irmãos. Tese de Doutorado. São Carlos, EESC/USP. 1993. 175 páginas.

FRAZÃO, E.B., FERRAZ, J.L., MINICUCCI, L.A. & CRUZ, P.T. - Alterabilidade de basaltos da UHE de Três Irmãos, SP: critérios de avaliação a partir de ensaios de laboratório e de observações de campo. In: VII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Poços de Caldas. 1993. ABGE. Anais...Pág. 253-263.

FRAZÃO, E.B. & PARAGUASSU, A.B. - Basalts from Três Irmãos Hydroelectric Dam, São Paulo State, Brazil. A review of methodology for alterability evaluation. In: VII Congresso Internacional da IAEG, Lisboa, 1994. Anais...Balkema. Vol. 5, pág. 3583-3589.

GUEDES, M.G., PIMENTA, A.P.A. & GAMBETTI, D.L.G. - Ensaios hidrogeotécnicos nas fundações das estruturas de concreto do Aproveitamento Múltiplo Três Irmãos. In: XVII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Brasília, 1987. CBGB. Anais...Vol. 1, pág. 149-174.

PIMENTA, P.A., PACHECO, I.B. & LAZARIN, B.D. - Estudos de verificação do comportamento do sistema de drenagem da barragem de Três Irmãos e sua influência nos diagramas de subpressão. In: XVII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Brasília. 1987. CBGB. Anais... Vol. 1, pág. 46-68.

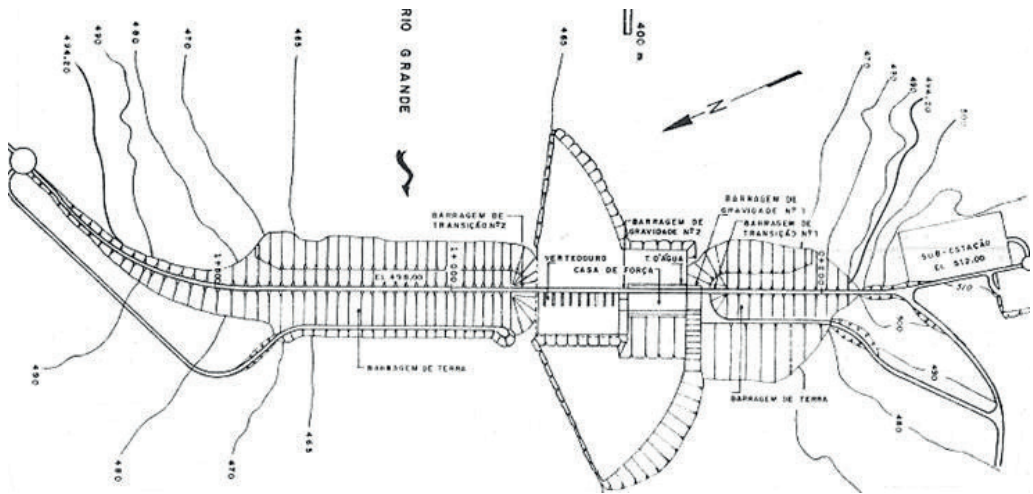
SILVEIRA, J.F.A., CORDEL, R.R. & MORITA, L. - Ocorrência de artesianismo natural na fundação da Barragem Três Irmãos e suas implicações com o projeto das estruturas. In: XVII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Brasília, 1987. Rio de Janeiro: CBGB. Anais...Vol.1, pág.117-128.

## 11.34 VOLTA GRANDE - RIO GRANDE

### ▷ DESTAQUE: DESLOCAMENTOS EM PAREDES DE ESCAVAÇÃO

#### 11.34.1 *Introdução*

A UHE Volta Grande está localizada no rio Grande, fronteira entre Minas Gerais e São Paulo, a cerca de 450 km a oeste de Belo Horizonte. O arranjo é típico de vales abertos e consta de duas barragens de terra, uma em cada margem e ombreira, com as estruturas de concreto implantadas na margem esquerda do rio (**Figura 11.34.1**).



**Figura 11.34.1** - Volta Grande - Arranjo geral (ABGE/ABMS, 1983).

### 11.34.2 Geologia

O aproveitamento se localiza na Bacia do Paraná, próximo a sua borda oriental, tendo sido identificados na área quatro derrames basálticos superpostos, investigados por meio de sondagens mecânicas. A espessura dos derrames varia entre sete e 20 metros e sua estrutura interna consiste em um horizonte superficial de brecha basáltica, ao qual se segue basalto vesicular e/ou amigdaloidal, para em seguida encontrar o corpo de basalto denso. Junto à base do derrame, costuma ocorrer um delgado horizonte de basalto vesículo-amigdaloidal, cuja origem decorre do rápido resfriamento da lava em contato com o substrato. A sequência de derrames recebeu a denominação de I, II, III e IV, de baixo para cima. Uma característica importante dos derrames locais é a presença de diversas faixas ou zonas de fraturamento múltiplo, extensas e praticamente horizontais, conhecidas como juntas-falhas, prolongando-se nas escavações por distâncias de 100 a 200 metros. Essas feições são formadas por um feixe de rocha fortemente fraturado, com preenchimento de material de origem hidrotermal, o que as torna elementos de fraqueza estrutural do maciço rochoso, além de caminhos preferenciais de percolação d' água.

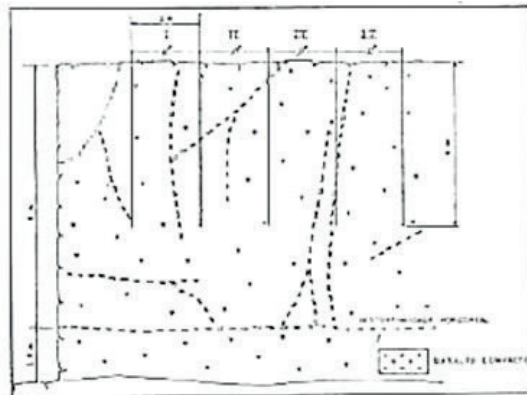
### 11.34.3 Ocorrências marcantes

Durante as escavações, algumas ocorrências provocaram atrasos significativos no cronograma das obras. Constatou-se que, decorridos alguns meses após as escavações, o contato entre os derrames III e II, inicialmente fechado, apresentava abertura da ordem de grandeza centimétrica na área do vertedouro, com deslocamentos horizontais centimétricos da porção superior. De forma similar, na área da tomada d' água/casa de força, observou-se que os promontórios de rocha deixados entre os nichos escavados para os condutos forçados exibiam deslocamentos da porção superior de uma junta-falha, para fora do talude, de cerca de 15 centímetros, numa extensão da dezena de metros. Isso equivale a dizer que as superfícies de movimentação representavam elementos de mais baixa resistência mecânica, isentos de coesão e com ângulo de atrito residual, podendo gerar situações críticas em termos de estabilidade das estruturas que iriam ser construídas sobre elas. De início, atribuiu-se o ocorrido a deformações decorrentes do elevado estado

de tensão original, aliviado pelo desconfinamento da rocha trazido pelas escavações. Entretanto, admitiu-se posteriormente que as vibrações causadas pelas detonações poderiam ter sido a causa principal, principalmente em se tratando de escavações em espaço confinado entre os referidos promontórios. Ao constatar a magnitude dos deslocamentos em Volta Grande, Brito (1971) apontou a necessidade de determinação de tensões virgens em maciços basálticos. Em todos os casos, por razões de segurança, decidiu-se remover a massa de rocha sobreposta aos planos de movimentação (juntas-falhas). No caso dos promontórios, esses foram eliminados, deixando-se uma parede de escavação plana a montante da casa de força. Nieble & outros (1974), analisando casos de deslocamentos de paredes de escavações em locais de hidrelétricas, dentre eles o caso de Volta Grande, ponderaram que, apesar de todos os cuidados com os planos de fogo, permanecia em aberto a discussão a respeito das possíveis hipóteses, a saber:

- a) existência no maciço rochoso de tensões residuais, de direção predominantemente horizontal,
- b) pressão de gases dos fogos de pré-fissuramento, que se sucede à fase dinâmica de detonação, atuando sobre um maciço rochoso fraturado e forçando a abertura de juntas e diaclases,
- c) fogo de pré-fissuramento mal dimensionado, abalando e isolando blocos que iriam se movimentar posteriormente, quando da escavação das faixas adjacentes e do miolo,
- d) fogos de desmonte das faixas adjacentes e do miolo mal dimensionados no que se refere aos níveis de vibração, favorecendo a movimentação de porções do maciço rochoso, principalmente quando sobrepostas a descontinuidades do tipo junta-falha,
- e) desequilíbrio de porções no maciço, devido ao peso próprio e à configuração da superfície de movimentação,
- f) fatores acima apresentados, atuando em conjunto.

Esses autores chegaram a recomendar a implantação de dispositivos simples para a medição periódica de possíveis deslocamentos, tal como documentado na **Figura 11.34.2**.



**Figura 11.34.2** - Volta Grande - Dispositivos para medição de deslocamentos. À esquerda, pinos topográficos. À direita, vergalhões chumbados no maciço (Nieble & outros, 1974).

#### 11.34.4 Considerações finais

Em Volta Grande, à semelhança de outras obras construídas em rochas basálticas, abriu-se a discussão em torno das prováveis causas de deslocamentos observados nas paredes das escavações, após seu término. As observações apontaram como mais provável a origem dos deslocamentos estar associada aos efeitos dos planos de desmonte a fogo. Não se pode perder de vista, entretanto, que a existência de tensões residuais horizontais de magnitude significativa tem sido constatada pela observação visual de seus efeitos e comprovada, através de medições, em diversos sítios de barragens em basaltos. Alguns desses casos são relatados no presente livro (Itá, Itaipu, XIV de Julho, Castro Alves, Monte Claro). Em obras de vulto, uma vez comprovada a existência de condições fisiográficas e estruturais propícias ao armazenamento de tensões residuais, é recomendável a realização de ensaios para determinação da orientação espacial e magnitude do tensor, de modo a adaptar o projeto e a construção da obra a essas circunstâncias. Para dirimir dúvidas a respeito da origem de deslocamentos constatados em áreas de escavação com desmonte a fogo é recomendável o acompanhamento com o controle de intensidade das vibrações, após o estabelecimento de níveis de vibração máximos para cada local, procedimento que, felizmente, se tornou rotina em canteiros de obras de empreendimentos hidrelétricos.

#### 11.34.5 Material consultado

- BRITO, S.N.A. – Feições geológicas no basalto da barragem de Volta Grande. In: VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, CBGB. 1971. Anais...Vol. 1, Tema 1. 17 páginas.
- FRANCISS, F.O. & BRITO, S.N.A. – A amostragem integral e sua aplicação nas barragens de Volta Grande e São Simão. In: VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1971. Anais...Vol. 1.
- NIEBLE, V.M., TAKAHASHI, H., BERTIN NETO, S. & VALERIO, A. – Sobre os deslocamentos de paredes de escavações em maciços basálticos. In: V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Paulo, 1974. ABMS. Anais...Vol. 1, pág. 373-382.
- VELOSO, J.A.V., ASSUMPÇÃO, M., GONÇALVES, E.S., REIS, J.C., DUARTE, V.M. & MOTA, C.G.B. – Registro de sismicidade induzida em reservatórios da CEMIG e de FURNAS. In: V Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo. 1987. ABGE. Anais...Vol. 1, pág. 135-148.
- VIOTTI, C.B., ZICA, H.S., GONÇALVES, E.S. & MACHADO, T.S. – Volta Grande. In: Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná. 1983. São Paulo, ABGE/ABMS. Anais...Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Paraná. Pág. 711-734.

Ao longo das últimas sete décadas, isto é, a partir do final dos anos 50 do século passado, o vigoroso surto de construção de usinas hidrelétricas no País resultou na construção, em áreas de domínio basáltico das bacias dos rios Paraná e Uruguai, de mais de três centenas de barragens das mais variadas dimensões, desde minúsculos aproveitamentos para atendimento a demandas locais até gigantescos empreendimentos ao longo dos grandes cursos d'água.

Em uma parcela dos empreendimentos de maior dimensão, conduzidos em sua maioria por empresas estatais, o conhecimento adquirido foi registrado em trabalhos técnicos, divulgados em publicações e eventos nacionais e internacionais. Consolidou-se, assim, um avultado acervo técnico, que hoje representa uma base sólida para futuros projetos e para novos trabalhos investigativos. A grande diversidade de estruturas, feições e características singulares constatadas em derrames basálticos foi a tônica revelada por estudos, investigações, projetos e etapas construtivas de obras, felizmente registrada pela comunidade técnica.

Este livro se baseia, fundamentalmente, na análise do registro técnico realizado ao longo dessas décadas de trabalho e focaliza os aspectos mais significativos revelados em cada obra. Cerne do livro são as particularidades dos derrames basálticos em sua condição primordial de maciços rochosos para fundação e construção de barragens.

PATROCINADOR



**ABGE**  
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA  
DE ENGENHARIA E AMBIENTAL

