



UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA AMBIENTAL
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM SEGURANÇA DE BARRAGENS:
ASPECTOS TÉCNICOS E LEGAIS

PAOLA MARÍA CAMILA VILLALBA FIORE

ESTUDO DAS CHAVETAS DA BARRAGEM
DE LIGAÇÃO DIREITA DE ITAIPU

Salvador

2021

PAOLA MARÍA CAMILA VILLALBA FIORE

**ESTUDO DAS CHAVETAS DA BARRAGEM
DE LIGAÇÃO DIREITA DE ITAIPU**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Especialização em Segurança de Barragens: Aspectos Técnicos e Legais, Universidade Federal da Bahia, como requisito para obtenção do grau de Especialista em Segurança de Barragens.

Orientadora: Profa. Josiele Patias, Eng. Civil DSc.

Coorientador: Prof. Selmo Kuperman, Eng. Civil DSc.

Agência Financiadora: ITAIPU BINACIONAL

Salvador

2021

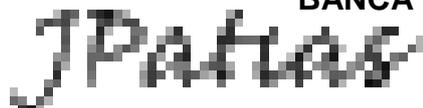
PAOLA MARÍA CAMILA VILLALBA FIORE

ESTUDO DAS CHAVETAS DA BARRAGEM DE LIGAÇÃO DIREITA DE ITAIPU

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito para obtenção do grau de Especialista em Segurança de Barragens: Aspectos Técnicos e Legais, Universidade Federal da Bahia.

Aprovado em 28 de janeiro de 2021.

BANCA EXAMINADORA:



Profa. Josiele Patias, Eng. Civil DSc. - Orientadora
Doutora em Geotecnia - Universidade de São Paulo, Brasil.
Itaipu Binacional

SELMO CHAPIRA Assinado de forma digital por SELMO
CHAPIRA KUPERMAN:37256211872
KUPERMAN:37256211872 Dados: 2021.05.16 12:25:29 -03'00'

Prof. Selmo Kuperman, Eng. Civil DSc. - Coorientador
Doutor em Engenharia Civil – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.
Desek Ltda



Prof. Carlos Henrique Medeiros, Eng. Civil DSc.
Doutor em Geotecnia – University Of Newcastle Upon Tyne, Inglaterra.
Universidade Federal da Bahia - UFBA



Prof. Luis Edmundo Prado de Campos, Eng. Civil MSc.
Mestre em Engenharia Civil – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil.
Universidade Federal da Bahia - UFBA

AGRADECIMENTOS

A Deus e à Virgem Maria por ter chegado até aqui.

A minha família, especialmente ao meu esposo e filha por nascer pelo acompanhamento e apoio nesta etapa de especialização.

À Universidade Federal da Bahia (UFBA) e a ITAIPU BINACIONAL pela oportunidade de continuar a minha formação profissional;

Aos professores, colegas do curso e colegas de trabalho pelo conhecimento transmitido sobre segurança de barragens.

RESUMO

Depois de 40 anos da construção da Usina Hidrelétrica de Itaipu existem vários desafios a longo prazo que precisam ser realizados pela equipe técnica para manter o alto nível de excelência no monitoramento da estrutura. Para um profissional realizar a Análise do Comportamento da Barragem é importante conhecer o projeto, como foi dimensionado, como foi construído para facilitar as tomadas de decisão. As chavetas foram construídas para suprir uma deficiência da fundação, falha geológica identificada com os ensaios geotécnicos durante a fase de construção. A finalidade das chavetas foi fornecer a resistência necessária contra o deslizamento e diminuir a deformabilidade das feições mais críticas da fundação. Conhecer a história do particular reforço estrutural e avaliar sua eficiência após 40 anos de construção é considerado de alta relevância para a análise da Segurança Estrutural da Barragem de Itaipu. O trabalho objetiva estudar o fenômeno do cisalhamento nas fundações de barragem, analisar o dimensionamento das chavetas do trecho E e avaliar a eficiência das chavetas após 40 anos de construção. A metodologia utilizada foi a pesquisa teórica, bibliográfica e documental utilizando os documentos do arquivo técnico: relatórios técnicos, memória de cálculo, ensaios e desenhos.

Palavras-chave: Itaipu. Chavetas. Fundação. Reforço. Tratamento. Barragem. Concreto.

ABSTRACT

After 40 years of the construction of the Itaipu Hydroelectric Plant, there are several long-term challenges that need to be carried out by the technical team to maintain the high level of excellence in monitoring the structure. For a professional to perform the Dam Behavior Analysis, it is important to know the project, how it was designed, how it was built to facilitate decision making. The shear keys were built to supply a deficiency in the foundation, a geological discontinuity identified by geotechnical tests during the construction phase. The purpose of the shear keys was to provide the necessary resistance against slipping and to reduce the deformability of the most critical features of the foundation. Knowing the history of the particular structural reinforcement and evaluating its efficiency after 40 years of construction is considered of high relevance for the analysis of the Structural Safety of the Itaipu Dam. The work aims to study the phenomenon of shearing in dam foundations, analyze the dimensioning of the shear keys of section E and evaluate the efficiency of the shear keys after 40 years of construction. The methodology used was theoretical, bibliographic and documentary research using the documents from the technical archive: technical reports, calculation memory, tests and drawings.

Keywords: Itaipu. Key shear. Reinforcement. Treatment. Foundation. Dam. Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Vista aérea da Barragem de Itaipu.....	2
Figura 2 - Barragem de Itaipu.....	2
Figura 3 – Modelos do Trecho E + bloco F-01/02	3
Figura 4 - Seção geológica típica no local da barragem de Itaipu.....	4
Figura 5 - Seção geológica longitudinal da fundação da barragem principal.	4
Figura 6 - Chavetas do trecho E El. 112 m.....	7
Figura 7 – Esquema de concretagem das chavetas.	9
Figura 8 - Instrumentos do bloco E-06.	10
Figura 9 - Versão inicial das chavetas do trecho E.	12
Figura 10 - Seção transversal do Bloco E-03/E-04 com indicação das classes de maciço.....	15
Figura 11 - Seção transversal do Bloco E-05/E-06 com indicação das classes de maciço.....	15
Figura 12 - Seção transversal do Bloco E-06/F-01 com indicação das classes de maciço.....	16
Figura 13 – Caixa da sondagem EM-E-004, no trecho das chavetas.	17
Figura 14 – Perfuratriz utilizada para as sondagens rotativas.....	18
Figura 15 – Caixas de sondagens obtidas.	19
Figura 16 – Testemunhos que mostram a base e o topo das chavetas de concreto.	20

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados do tratamento de chavetas.....	8
Tabela 2 - Parâmetros geomecânicos de fundação dos trechos D, E, F e U.....	11
Tabela 3 – FSD obtidos na verificação da estabilidade para os blocos E-04, E-05 e E-06.....	13
Tabela 4 – FSD obtidos na verificação da estabilidade para o bloco F-01/02.....	13
Tabela 5 - Classificação de maciço de acordo com a litologia.	14
Tabela 6 - Parâmetros do novo modelo geomecânico e resistência ao cisalhamento.	16
Tabela 7 – Resumo dos resultados de ensaios mecânicos.	18
Tabela 8 – Resumo preliminar dos resultados de ensaios mecânicos.....	20

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	Área total interessada ao bloco no plano da junta (m ²)
A_{trat}	Área interessada ao tratamento com chaves de concreto (m ²)
B	Grau de conhecimento bom
C	Coesão
E	Módulo de elasticidade
$f_{ci,ext}$	Resistência de ruptura à compressão
FSD	Fator de segurança ao deslizamento
K_n	Rigidez normal no escoamento
K_t	Rigidez tangencial no escoamento
R_ϕ	Resistência de atrito da junta afetada pelo coeficiente de minoração
R_τ	Resistência ao cisalhamento das chaves afetado pelo coeficiente de minoração do concreto
τ_c	Resistência de ruptura do concreto ao cisalhamento (tf/m ²)
γ_c	Coeficiente de minoração
ϕ	Ângulo de atrito interno da junta
γ_ϕ	Pressão admissível na fundação
σ_t	Resistência à tração
$\sigma_{v,med}$	Tensão normal vertical média no plano da junta

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	BARRAGEM DE LIGACAO DIREITA.....	2
3	GEOLOGIA DO LOCAL.....	3
4	CHAVETAS DA BARRAGEM DE LIGAÇÃO DIREITA	6
4.1	DESCRIÇÃO DO REFORÇO DE CHAVETAS.....	7
4.2	INSTRUMENTOS.....	9
4.3	CÁLCULO DAS CHAVETAS E PARÂMETROS UTILIZADOS NA FASE DE PROJETO.....	10
4.3.1	Hipóteses consideradas no cálculo	10
4.3.2	Resultados da verificação de estabilidade:	13
4.3.3	Outras considerações.....	13
4.4	ESTUDOS POSTERIORES DE ROCHA E CONCRETO.....	14
4.4.1	Novo Modelo Geomecânico	14
4.4.2	Ensaio mecânicos no Laboratório da Itaipu	17
4.4.3	Campanha atual de sondagens rotativas e ensaios mecânicos	18
4.4.4	Análise dos piezômetros da fundação	21
5	CONCLUSÕES	22
6	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	23
	REFERÊNCIAS	24
	ANEXOS	25

1 INTRODUÇÃO

Depois de 40 anos da construção da barragem de Itaipu e com o corpo de profissionais renovado existem vários desafios à longo prazo que precisam ser realizados pela equipe técnica para manter o alto nível de excelência no monitoramento da estrutura.

Para um profissional realizar a Análise do Comportamento da Barragem é importante conhecer o projeto, como foi dimensionado, como foi construído para facilitar a tomada de decisão.

As chavetas foram construídas para suprir uma deficiência da fundação, falha geológica identificada com os ensaios geotécnicos durante a fase de construção. Conhecer a história do particular reforço estrutural e avaliar sua eficiência após 40 anos de construção é considerado de alta relevância para a análise da Segurança Estrutural da Barragem de Itaipu.

Na área de Segurança de Barragem, a Divisão de Engenharia Civil e Arquitetura de Itaipu trabalha na análise dos dados da instrumentação e inspeções da barragem de ligação direita (Trecho E). É de interesse o estudo documental do projeto estrutural das chavetas e seu dimensionamento ao cisalhamento desde a sua concepção para conseguir entender, analisar e relacionar corretamente os parâmetros monitorados pela instrumentação e avaliar o seu desempenho na atualidade.

O objetivo geral do trabalho é estudar o dimensionamento ao cisalhamento das chavetas da barragem de ligação direita de Itaipu.

O trabalho objetiva analisar o fenômeno do cisalhamento em fundações de barragem, o dimensionamento das chavetas do trecho E e a eficiência das chavetas após 40 anos de construção.

2 BARRAGEM DE LIGACAO DIREITA

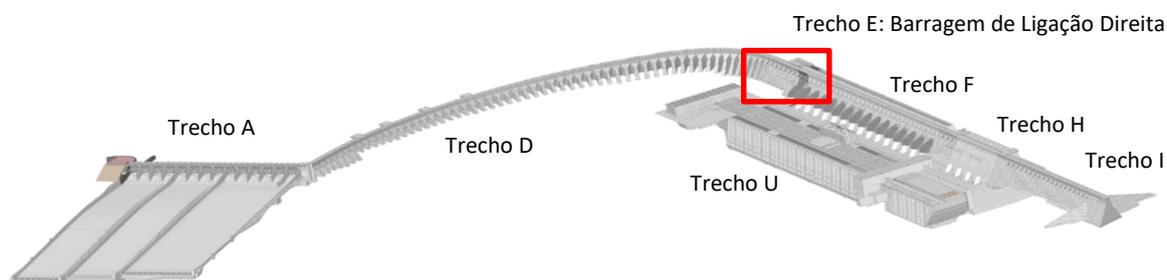
Na Barragem de Itaipu, os blocos de ligação direita que constituem o Trecho “E” estão localizados na ombreira direita do Rio Paraná (Figura 1), entre a Barragem Lateral Direita (Trecho “D”) e a Barragem Principal (Trecho “F”) (Figura 2). O Trecho “E” possui um comprimento de 102 m, constituído de blocos de contraforte (E-01 ao E-06) com 17 metros de largura cada um e altura entre 65 m e 85 m, apoiando-se em maciço rochoso basáltico.

Figura 1 – Vista aérea da Barragem de Itaipu.



Fonte: Google Maps (2020)

Figura 2 - Barragem de Itaipu.

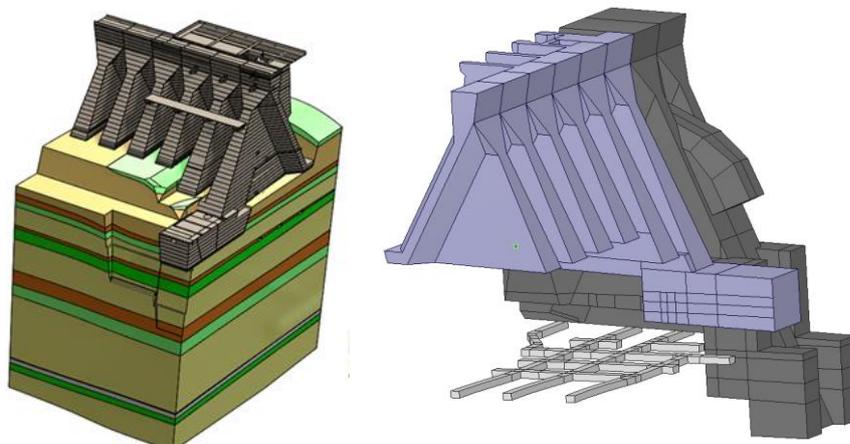


Fonte: PTI (2020)

O Trecho “E” abrange uma área de aproximadamente 8.700 m². Os primeiros quatro blocos E-01 a E-04, estão assentados na El. 160,50 m, o bloco E-05 dez metros

abaixo, na El. a150 m. Eles se apoiam no basalto denso do derrame “E”, tendo a jusante o talude de 16 m de altura entre as elevações 160 m e 144 m.

Figura 3 – Modelos do Trecho E + bloco F-01/02



Fonte: PTI (2020)

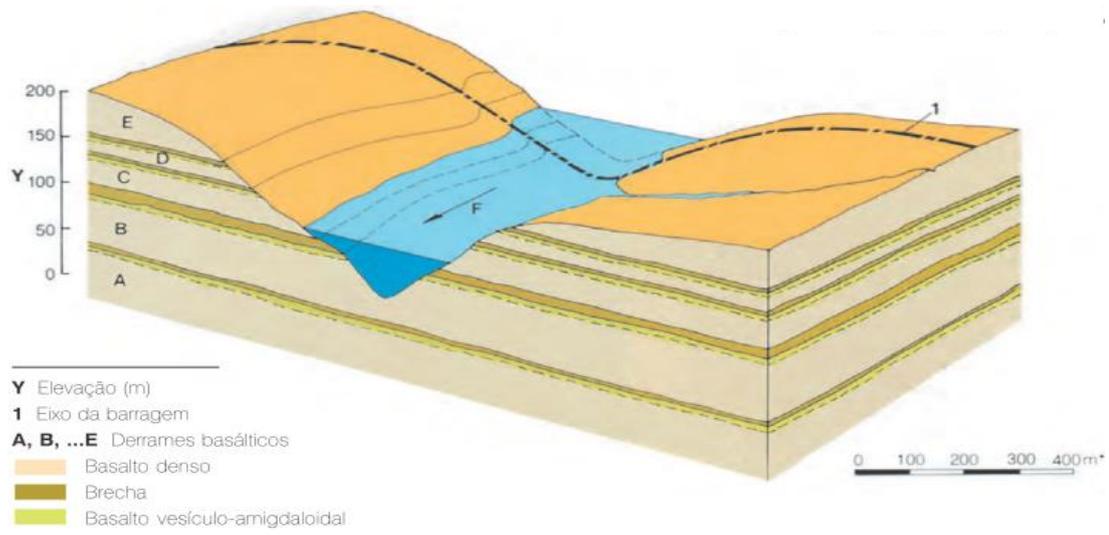
O bloco E-06 tem uma estrutura diferenciada, a cabeça do bloco e parte do contraforte encontra-se assentado na elevação El. 140 m, no basalto denso do derrame “E” e a “coxa” de jusante na El. 125 m, no basalto vesículo-amigdalóide, brecha basáltica e o basalto denso do derrame “D”.

Os blocos E-05 e E-06 estão desconfinados a jusante pelas escavações da Área de Montagem Direita (AMD), que alcança a El.103 m e lateralmente pelas escavações do talude entre blocos.

3 GEOLOGIA DO LOCAL

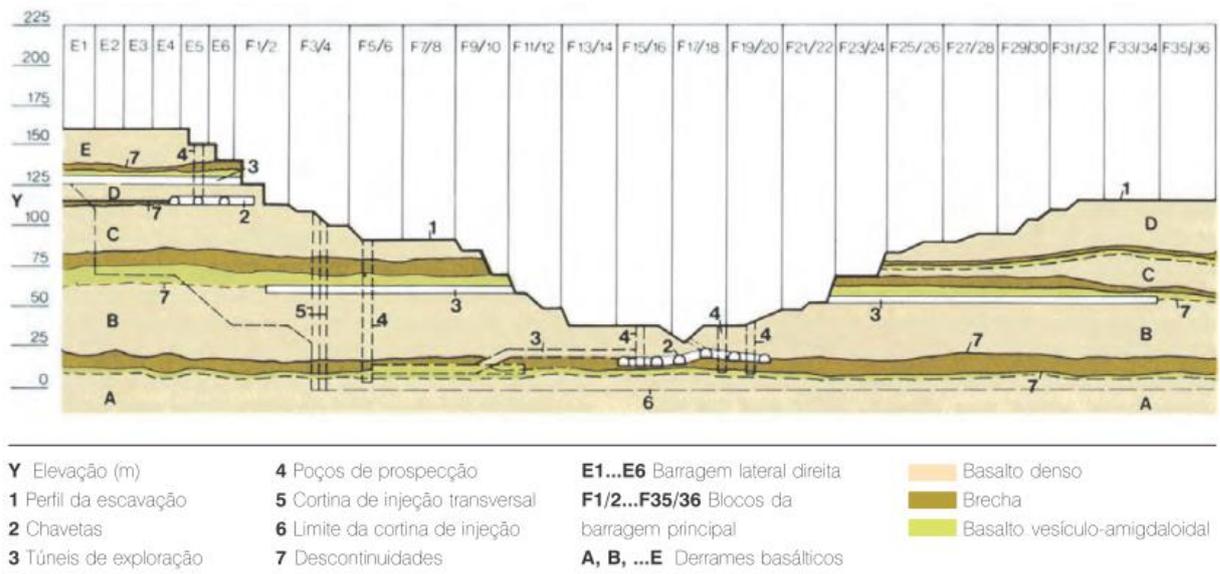
Após a construção das ensecadeiras para o desvio das águas do leito do Rio Paraná, as sondagens e poços de prospecção evidenciaram a existência de uma família de feições cisalhadas, localizada logo abaixo do leito do rio, na base do derrame B, e de uma descontinuidade na ombreira direita, no contato entre os derrames C e D. A reavaliação da estabilidade dos blocos da barragem nessas regiões, à luz dos parâmetros geotécnicos avaliados por ensaios in situ e confirmados pelas observações nos poços exploratórios, indicou a necessidade de tratamento dessas feições fracas.

Figura 4 - Seção geológica típica no local da barragem de Itaipu.



Fonte: ITAIPU BINACIONAL (2009)

Figura 5 - Seção geológica longitudinal da fundação da barragem principal.



Fonte: ITAIPU BINACIONAL (2009)

O relatório final da caracterização geológica do maciço rochoso (ITAIPU BINACIONAL, 1983), de setembro de 1983 afirma que:

Os blocos da ligação direita assentam-se sobre o basalto denso do derrame E que, como consequência da geometria de escavação, ocupa uma espessura entre 4

e 24 m. Trata-se de um material com fraturamento predominantemente subvertical e de características de estanqueidade excelentes de um modo geral.

O derrame D, situado imediatamente abaixo, tem cerca de 25 m de espessura total, dos quais menos de 5 correspondem à brecha. Essa camada, dadas suas características de porosidade, foi a responsável pelas maiores absorções verificadas nesse derrame, já que suas porções restantes, inclusive a descontinuidade D, mostraram-se pouco permeáveis.

O contato C/D, situado na cota 112, é uma feição de abertura centimétrica, plana e extremamente regular. Via de regra, porém, apresenta-se preenchida por argila plástica, características essas que determinaram seu tratamento por chavetas sob os blocos E-02 a E-06. A porção vesicular do derrame C, durante os ensaios de perda d'água prévios à execução da cortina, mostrou-se bastante permeável, fato considerado anormal tendo em conta suas características naturais de baixo grau de fraturamento. Entretanto, analisando-se os mapeamentos da fundação dos primeiros blocos do trecho F e os testemunhos das sondagens executadas na área de atuação da cortina, verificou-se a existência de bolsões de material brechoso dentro do corpo vesicular-amigdalóide, parcialmente preenchidos por argila. A porção restante do derrame C, constituída de basalto denso, estende-se até aproximadamente a El. 83.

O derrame B, atingido apenas superficialmente pela cortina principal, tem como feição mais importante sua brecha, com uma espessura da ordem de 10 metros. Caracteriza-se pela ausência de fraturas e pela variedade de tipos, podendo ser ora compacta, ora bastante argilosa, ou ainda estruturalmente rígida, mas com cavidades de pequenas dimensões dispersas em sua massa. As porções vesicular-amigdalóide e densa, incluindo aí sua descontinuidade, têm pouca representatividade no quadro geral do tratamento.

Por ocasião da escavação das fundações dos blocos E-06 e F-01/02, na ombreira direita, foi verificado que o contato entre os Derrames C e D, na El. 112, estava aberto com espessura entre 1 e 2 cm, com preenchimento de argila plástica amarela, ocorrendo ao longo da fundação do contraforte.

Suas características geotécnicas ficavam melhores à medida que a feição adentrava no maciço. Foi estimado um ângulo de atrito de 20° em correspondência ao bloco F-01/02, próximo da encosta, e de 30° na região do bloco E-04. Além disso, esses

blocos estavam, desconfiados por dois lados; a jusante, devido à escavação da Área de Montagem Direita, e à esquerda, em direção ao vale do rio, devido aos degraus descendentes da escavação.

Analisadas todas as características da descontinuidade e feito um estudo de estabilidade do conjunto, foi verificada a necessidade de se executar um tratamento com chavetas, de maneira a melhorar a resistência ao cisalhamento. Foi proposto, então, a abertura de um sistema de túneis, que inicialmente serviriam de inspeção e que posteriormente seriam preenchidos com concreto.

4 CHAVETAS DA BARRAGEM DE LIGAÇÃO DIREITA

Os tratamentos aplicados na fundação do maciço rochoso do Trecho “E” e bloco F-01/02 são os seguintes:

Na fundação dos blocos de contraforte:

- Tratamento de consolidação do maciço rochoso com injeção de cimento;
- Colagem entre o concreto e a fundação com injeção de cimento;
- Cortina de Injeção com profundidades nas elevações El.110 m; El.70 m e El. 40 m;
- Cortina de drenagem, a partir da cota de fundação, passando pelo túnel de drenagem na El. 125 m, com profundidades segundo a cortina de injeção.

No maciço rochoso de Fundação:

- Túnel longitudinal de drenagem na descontinuidade “D” na El. 125 m
- Sistema de “Chavetas” de concreto na descontinuidade da El. 112 m, próximo ao contato entre derrames C/D.

Nos taludes:

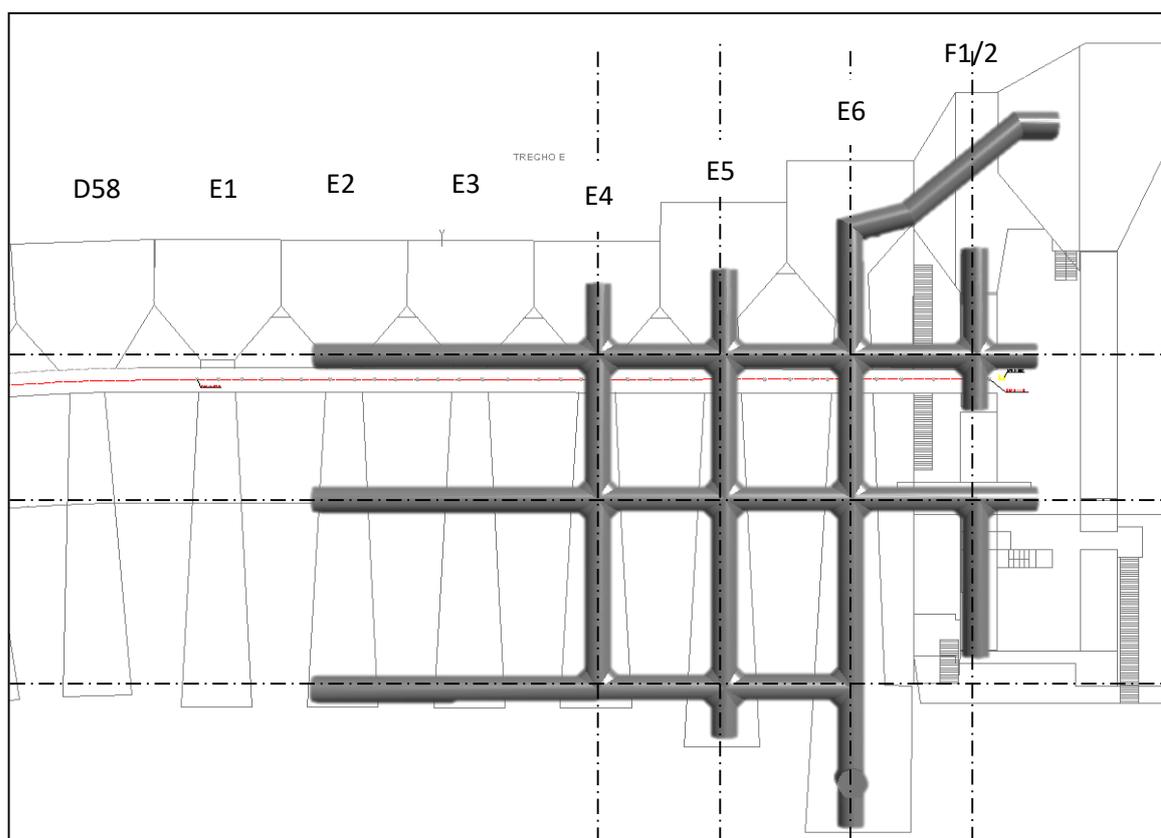
- Tratamento sistemático de estabilização no talude de jusante entre as elevações 160,50 m e 144,0 m, na área dos blocos E-01 ao E-04 e no talude lateral entre as elevações 160,50 e 125 m, nos blocos E-05 e E-06.

4.1 DESCRIÇÃO DO REFORÇO DE CHAVETAS

O tratamento adotado nas fundações do trecho E na região da ombreira consistiu na execução de um sistema de chavetas, abrindo-se túneis ao longo das feições mencionadas e preenchendo-os imediatamente com concreto, em substituição à rocha fraca escavada, sem interferir com a construção dos blocos da barragem.

Especificamente na junta da El. 112 m, sob os blocos E-04, E-05 e E-06 da Ligação Direita e o bloco F-01 foi executado o tratamento como indicado na Figura 6. Este tratamento consistiu em 3 túneis longitudinais (paralelos ao eixo da barragem) e 3 túneis transversais (perpendiculares ao eixo da barragem) com 3,5 m de largura concretados formando chaves, as quais contribuem para a garantia da segurança ao deslizamento dos referidos blocos, através da resistência do concreto ao cisalhamento.

Figura 6 - Chavetas do trecho E El. 112 m.



Fonte: ITAIPU BINACIONAL (1984), Anexo A.

O tratamento abarcou desde o bloco E-02 até o bloco F-01/02 no sentido longitudinal, e sob a alma dos blocos E-04 a F-01/02, no sentido transversal. Esses tratamentos, efetuados entre Jun/79 e Abr/81 totalizaram as quantidades mostradas na tabela seguinte:

Tabela 1 - Dados do tratamento de chavetas.

	Comprimento de túneis (m)	Volume de concreto (m³)
El. 112 m	550	4.600

Fonte: ITAIPU BINACIONAL (1998)

O tratamento por meio de chavetas permitia executar os trabalhos subterrâneos simultaneamente aos trabalhos de concretagem dos blocos da barragem.

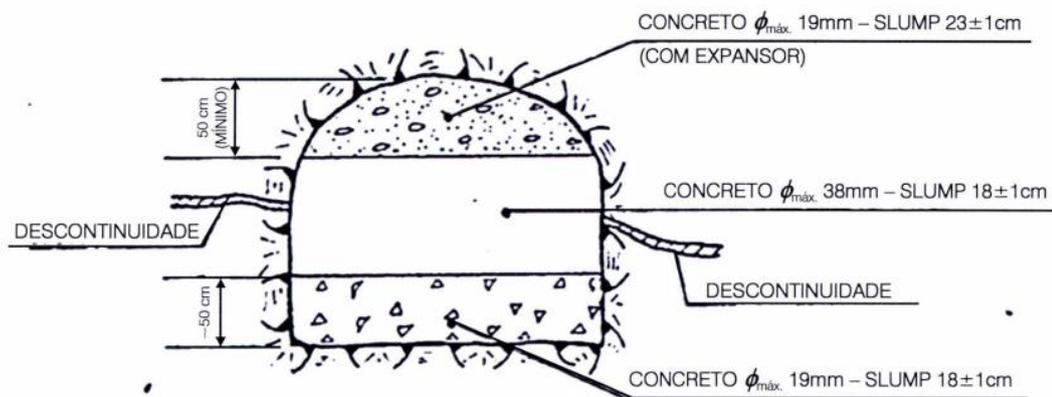
A finalidade das chavetas era de fornecer a resistência necessária contra o deslizamento e diminuir a deformabilidade das feições mais críticas.

A execução do tratamento por chavetas consistiu na escavação de túneis cuidadosamente abertos ao longo das feições cisalhadas e preenchimento com concreto de resistência $f_{ck}=28$ MPa aos 365 dias e tamanho máximo do agregado de 38mm, lançado desde a superfície da rocha de fundação através de furos de 6 polegadas espaçados de 8m.

O concreto foi vibrado pelos métodos convencionais, sendo que na parte superior das chavetas foi vibrado através dos furos de concretagem contíguos aos utilizados para o lançamento do concreto.

Os últimos 0,5 m das chavetas foram preenchidos com concreto contendo aditivos expansores, de modo a diminuir a ocorrência de vazios de concretagem devido a retração do mesmo.

Figura 7 – Esquema de concretagem das chavetas.



Fonte: BETIOLI (1981).

O tratamento dos vazios remanescentes na abóbada dos túneis por injeção de cimento contribuiu significativamente no desempenho das chavetas em termos de controle das deformações verticais. Embora não seja possível quantificar sua real parcela de contribuição, uma vez que apenas a performance global do conjunto chaveta-fundação é controlada pela instrumentação, o acompanhamento dos trabalhos mostrou que a totalidade dos espaços não atingidos pelo concreto foram preenchidos pela injeção, permitindo a ligação entre as chavetas e a rocha sobrejacente (Figura 16).

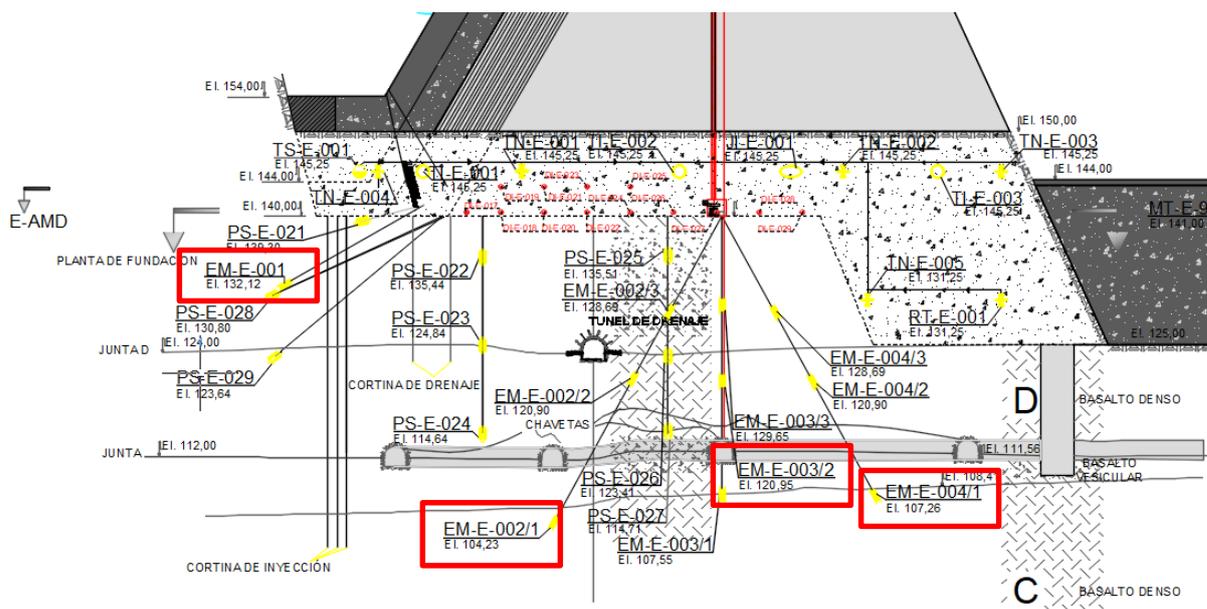
4.2 INSTRUMENTOS

Foram instalados extensômetros na fundação do bloco chave E-06, para a observação da zona tracionada, junto ao pé de montante da barragem, e verticalmente, para a observação dos recalques da fundação.

Para a avaliação do comportamento estrutural são essenciais os dados referentes às subpressões atingidas na região do contato concreto/rocha e nas principais descontinuidades geológicas da fundação, por isso foram instalados piezômetros cada dois blocos no pé de montante no contato concreto/rocha e na brecha e junta D para monitorar as supressões.

Na Figura 8 apresenta-se a locação dos extensômetros e piezômetros na fundação do bloco chave E-06 e os demais instrumentos instalados.

Figura 8 - Instrumentos do bloco E-06.



Fonte: ITAIPIU BINACIONAL (1984), Anexo B.

4.3 CÁLCULO DAS CHAVETAS E PARÂMETROS UTILIZADOS NA FASE DE PROJETO

4.3.1 Hipóteses consideradas no cálculo

Para o cálculo das chavetas foram utilizadas as seguintes premissas.

4.3.1.1 Hipóteses Gerais

- Tanto as chaves transversais como as longitudinais deveriam resistir aos esforços que tendem a provocar o deslizamento através de sua resistência ao cisalhamento.
- A resistência ao cisalhamento adotada no cálculo das chaves foi tomada igual à resistência de ruptura do concreto ao cisalhamento dividida pelo respectivo coeficiente de minoração, ou seja:

$$\tau = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \text{ com } \tau_c = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ para o concreto de } f_{ck} = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ e } \gamma_c = 1,4$$

- O fator de segurança ao deslizamento (FSD) foi tomado como sendo a relação entre os esforços resistentes (junta + chaves) minorados e os esforços sollicitantes, devendo ser superior à unidade, ou seja:

$$FSD = \frac{\sum F_{resist} = R_{\phi} + R_{\tau}}{\sum F_{solic} = \sum F_h} \geq 1 \text{ em que:}$$

$R_{\phi} = \text{Resistencia da junta já minorada}$

$$R_{\phi} = \sigma_{v,med}(A - A_{trat}) \frac{tg\theta}{\gamma_{\theta}} (tf)$$

$$\sigma_{v,med} = \frac{\sum F_v}{A} \left(\frac{tf}{m^2} \right)$$

$R_{\tau} = \text{Resistencia das chaves já minorada}$

$$R_{\tau} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \cdot A_{trat} (tf)$$

- Na determinação de FSD são considerados os parâmetros $C=0$ e $\phi=20^\circ$ no contato C/D para o bloco F-01/02 e $\phi=30^\circ$ para o bloco E-04, desprezando-se a resistência lateral no maciço rochoso, bem como eventuais resistências passivas. Considera-se $\gamma_{\theta}=1,4$.

Tabela 2 - Parâmetros geomecânicos de fundação dos trechos D, E, F e U.

BARRAGEM DE ITAIPU									
AVALIAÇÃO FINAL DOS PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DA FUNDAÇÃO									
	FEIÇÃO GEOLOGICA	τ_c kg/cm ²	$\tau_{adm.}$ kg/cm ²	E_3 *10 ³ kg/cm ²	c kg/cm ²	ϕ	k_t kg/cm ³	k_n kg/cm ³	Grau de Conhecimento
TRECHO D BLOCOS D35 a D58 e	Baso. denso E	0	> 150	200	25	55°	-	-	B
	Brecha D	5	> 70	100	15	40°	-	-	B
	Bas. denso D	0	> 160	200	25	55°	-	-	B
	Descont. D	-	-	-	5	40°	200	500	B
TRECHO E	Contato C-D	-	-	-	0	30°	-	-	B
TRECHO F BLOCOS F1/2 a F7/8 E CASA DE FORÇA	Brecha C	5	> 70	100	15	40°	-	-	B
	Bas. denso C	0	> 160	200	25	55°	-	-	B
	Brecha B	5	> 70	100	15	40°	-	-	B
	UNIDADES U1 a U4	Contato C-D	-	-	-	0	20°	-	-

Fonte: PROMON (1982)

- Cálculos anteriores comprovaram serem as Condições de Carregamento Excepcionais (CCE) mais críticas que as Condições Normais e Limites de Carregamento (CCN e CCL), por tanto os cálculos serão efetuados para as CCE (Ver Anexo C).

- b) Determina-se o FSD considerando-se as resistências da junta e do contato concreto/rocha na região da “coxa”, considerando a resistência das chaves de concreto.

Em ambos os casos valem as hipóteses gerais onde forem aplicáveis.

4.3.2 Resultados da verificação de estabilidade:

Os valores obtidos de FSD se mostram na Tabela 3.

Tabela 3 – FSD obtidos na verificação da estabilidade para os blocos E-04, E-05 e E-06.

Bloco	$\Delta FSD(\phi)$	$\Delta FSD(\tau)$	FSD
E-04	0,45	0,88	1,33 > 1
E-05	0,43	1,12	1,55 > 1
E-06	0,32	1,53	1,85 > 1

Fonte: ITAIPU BINACIONAL (1980)

Observa-se que os blocos são estáveis para o ângulo interno da junta de $\phi=20^\circ$ que foi o utilizado na verificação antes de concluir que se podia adotar $\phi=30^\circ$, já que $\phi=20^\circ$ resultou conservador para esses blocos.

Tabela 4 – FSD obtidos na verificação da estabilidade para o bloco F-01/02.

Caso	FSD
1: sem chavetas	1,13 > 1
2: sem chavetas	0,79 < 1
2: com chavetas	1,38 > 1

Fonte: ITAIPU BINACIONAL (1980)

4.3.3 Outras considerações

Foi considerada a trinca vertical de montante no maciço rochoso, por tanto a subpressão no contato alcança o valor máximo a montante que é a altura total de água até a El. 220 m.

A subpressão foi suposta como se o túnel drenante da El. 125 drenasse 2/3 do valor da subpressão.

4.4 ESTUDOS POSTERIORES DE ROCHA E CONCRETO

4.4.1 Novo Modelo Geomecânico

A empresa MATRA elaborou em 2013 o novo modelo geomecânico da fundação do Trecho E, margem direita da Usina Hidrelétrica de Itaipu.

O novo modelo foi elaborado através da compilação de dados pré-existentes e os resultados das investigações geológico-geotécnicas realizadas, compreendendo: classificação geomecânica das sondagens de acordo com sistema RMR de Bieniawski (1989); obtenção dos parâmetros geomecânicos para as fundações e taludes obtidos através do programa RocLab da Rocscience Inc. (2011) e outros especialistas, apoiados nos ensaios em amostras de rocha intacta realizadas por Itaipu; análise das estruturas geológicas de cada bloco e talude pelo programa DIPS da Rocscience Inc. (2013); Execução e análise de sondagens rotativas; Televisamento dos furos das sondagens rotativas; Análise dos resultados do método geofísico GPR (ground penetration radar); Ensaios de caracterização, resistência à compressão uniaxial simples e resistência à tração em testemunhos de sondagem escolhidos nas caixas da nova campanha de sondagens.

A continuação na Tabela 5 se apresenta a nomenclatura utilizada para a classificação de maciço de acordo com a litologia.

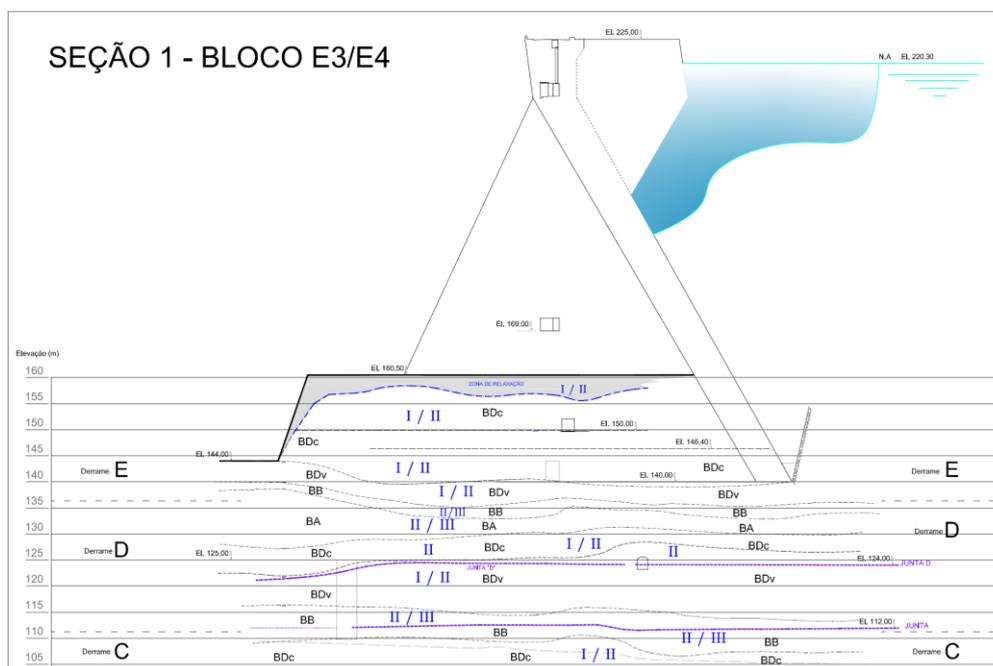
Tabela 5 - Classificação de maciço de acordo com a litologia.

Litologia	Classe de maciço
Basalto Denso cinza	I / II e II
Basalto Denso vermelho	I / II e II
Basalto Vesicular	II e III
Basalto Amigdaloidal	II e III
Brecha basáltica (natural)	II / III
Brecha basáltica (saturada)	II / III

Fonte: Matra (2013)

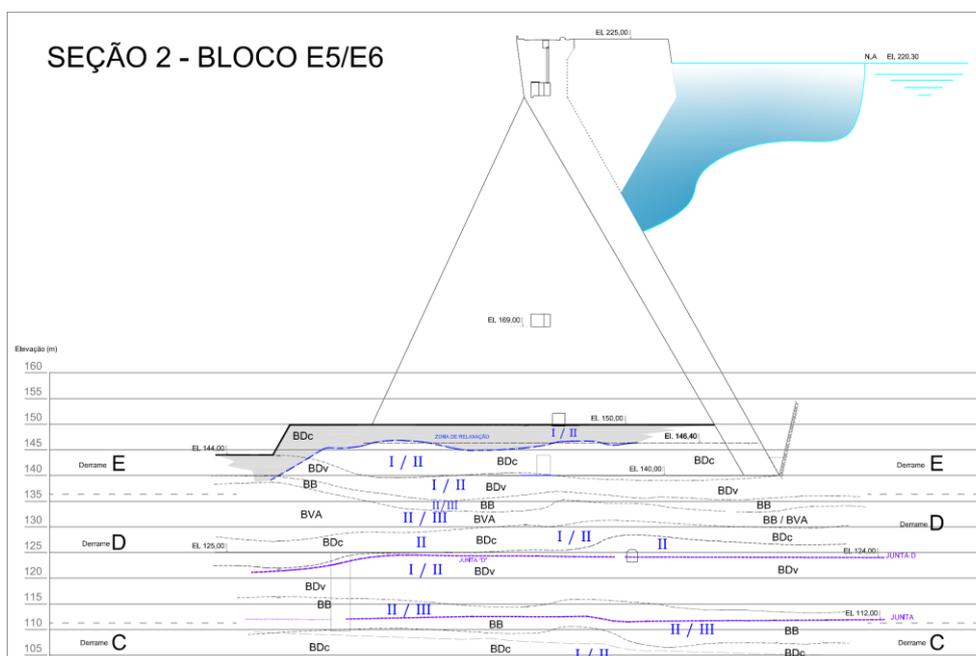
Nas figuras seguintes se observam as seções resultantes dos estudos realizados. O contato C/D da EI. 112 corresponde a litologia BB de classe II/III.

Figura 10 - Seção transversal do Bloco E-03/E-04 com indicação das classes de maciço.



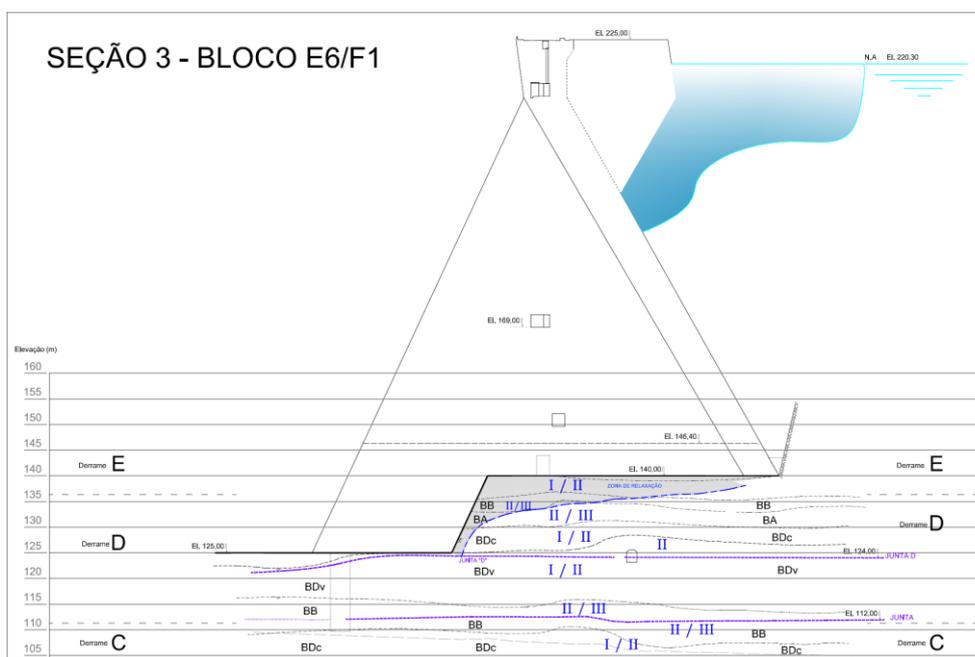
Fonte: Matra (2013)

Figura 11 - Seção transversal do Bloco E-05/E-06 com indicação das classes de maciço.



Fonte: Matra (2013)

Figura 12 - Seção transversal do Bloco E-06/F-01 com indicação das classes de maciço.



Fonte: Matra (2013)

A tabela a seguir apresenta o novo modelo geomecânico e a variabilidade dos parâmetros para análises e modelagens.

Tabela 6 - Parâmetros do novo modelo geomecânico e resistência ao cisalhamento.

Litologia	Classe de Maciço	Não Perturbados		Perturbados	
		C (MPa)	Φ (°)	C (MPa)	Φ (°)
BDc	I/II	2,9	58	2,6	56
	II	2	55	1,7	52
BDv	I/II	2,4	56	2,2	54
	II	1,7	53	1,5	50
BA	II/III	1,0	40	0,8	35
BB	II/III	0,8	36	0,7	33
BB/BA	II/III	0,9	38	0,7	34

Fonte: Matra (2013)

Uma observação sobre a Tabela 6 é que foram utilizados os valores do Roclab obtidos para valores médios dos resultados de compressão uniaxial simples e os parâmetros de coesão obtidos no Roclab foram afetados pelo fator de segurança 1,5; pois em geral o programa superestima esses valores (Matra, 2013).

Os estudos realizados pela empresa MATRA para a elaboração do Novo Modelo Geomecânico resultaram em ângulos de atrito de 33° e 36° para a brecha basáltica correspondente a El. 112.

4.4.2 Ensaios mecânicos no Laboratório da Itaipu

Em 2018, foram realizados no Laboratório de Tecnologia do Concreto da Itaipu ensaios de laboratório das propriedades mecânicas (compressão, módulo e carga pontual) nos testemunhos de sondagens existentes. Estas sondagens foram realizadas na época da construção da barragem para a instalação dos extensômetros múltiplos EM-E-002 e EM-E-004 que se localizam no bloco E-06 na cota de fundação El. 140 m no eixo da barragem (Figura 8). Das sondagens mencionadas recuperaram-se testemunhos dos derrames C e D e do concreto das chavetas do trecho E.

Figura 13 – Caixa da sondagem EM-E-004, no trecho das chavetas.



Fonte: ITAIPU BINACIONAL (2018)

A grande variabilidade das amostras e heterogeneidade do concreto refletiu em grandes dispersões nos resultados como mostram os intervalos de valores apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Resumo dos resultados de ensaios mecânicos.

Material	EM-E-002		EM-E-004	
	$f_{ci,ext}$ (MPa)	E (GPa)	$f_{ci,ext}$ (MPa)	E (GPa)
Concreto	42,8 – 70,7	33,4 – 43,6	44,6 – 60,0	22,1 – 44,9
Basalto Denso	24,4 – 171,5	17,5 – 41,6	58,6 – 208,7	15,5 – 35,6
Basalto vesicular	18,9 – 74,0	9,3 – 23,0	44,2 – 61,3	12,4 – 21,9

Fonte: ITAIPU BINACIONAL (2018)

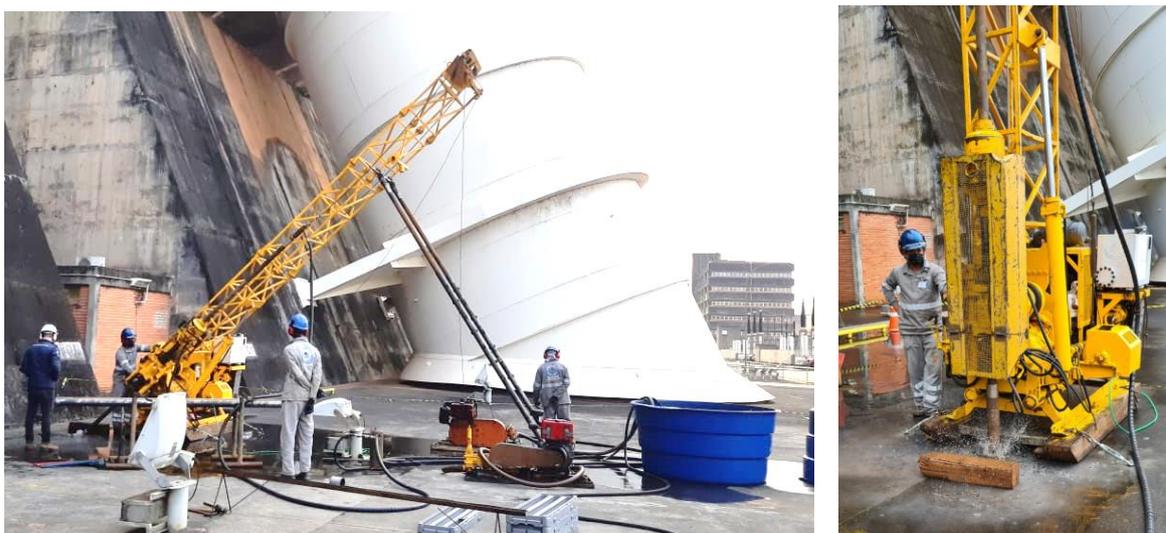
Em geral, os resultados de resistência à ruptura do concreto das chavetas são todos satisfatórios, superiores às consideradas no projeto.

No caso da resistência ao cisalhamento do concreto, pode-se estimar como 20% da resistência à compressão. Considerando o valor mínimo dos ensaios $f_{ci,ext}=42,8$ MPa = $428 \frac{kgf}{cm^2}$, a resistência do concreto ao cisalhamento de modo conservador seria $\tau_c=8,56$ MPa = $85 \frac{kgf}{cm^2}$, que é superior ao considerado na verificação da estabilidade com chavetas de concreto.

4.4.3 Campanha atual de sondagens rotativas e ensaios mecânicos

Atualmente, está em andamento outra campanha de sondagens rotativas nos trechos E e F e outra campanha de ensaios mecânicos em laboratório. Neste caso a quantidade de sondagens é de 30 e elas alcançam a cota 100.

Figura 14 – Perfuratriz utilizada para as sondagens rotativas.



Fonte: ITAIPU BINACIONAL (2020)

Além das sondagens rotativas (Figura 14 y Figura 15), serão realizados ensaios de perda d'água e televisamento dos furos.

Estas campanhas estão sendo desenvolvidas para cumprir um pedido do Board de Consultores Cívicos de 2018 de instrumentar a fundação da barragem nesta região com 25 extensômetros, 4 inclinômetros e 1 pêndulo invertido.

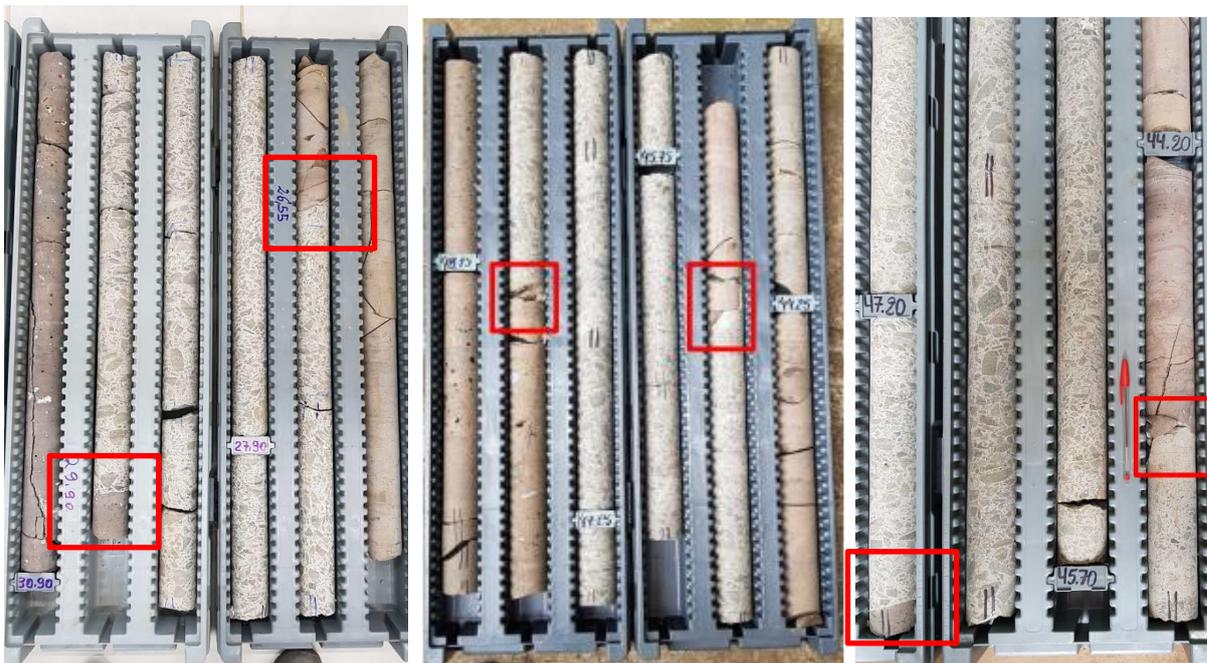
Figura 15 – Caixas de sondagens obtidas.



Fonte: ITAIPU BINACIONAL (2020)

Na Figura 16 pode-se observar a base e o topo das chavetas de concreto e se verifica que o preenchimento da abóbada foi satisfatório, permitindo a ligação entre o concreto e a rocha sobrejacente para uniformizar a transmissão de esforços e as deformações.

Figura 16 – Testemunhos que mostram a base e o topo das chavetas de concreto.



Fonte: ITAIPIU BINACIONAL (2020)

As primeiras amostras recuperadas foram submetidas a ensaios de compressão e módulo de elasticidade no Laboratório de Tecnologia de Concreto da Itaipu recentemente em dezembro de 2020. Os resultados preliminares são apresentados na Tabela 8:

Tabela 8 – Resumo preliminar dos resultados de ensaios mecânicos.

Amostra	Descrição	$f_{ci,ext}$ (MPa)	E (GPa)
EM-021-E06-10-1	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	59,08	40,59
EM-021-E06-10-2	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	59,79	38,68
EM-021-E06-11-1	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	72,50	40,62
EM-021-E06-11-2	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	85,73	44,97
EM-023-E06-10-1	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	59,19	36,75
EM-023-E06-10-2	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	69,40	40,99
EM-023-E06-11-1	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	55,39	38,71
EM-023-E06-11-2	Concreto com brita, visualmente sem defeitos	62,31	39,23

Fonte: ITAIPIU BINACIONAL (2020)

Os resultados são coerentes com aqueles obtidos em 2018, sendo estes valores ligeiramente maiores, tanto em resistência a compressão e em módulo de Elasticidade.

Realizando a mesma análise da resistência ao cisalhamento do item 4.4.2, considerando o valor mínimo dos ensaios $f_{ci,ext}=55,39$ MPa = $553,9 \frac{kgf}{cm^2}$, a resistência do concreto ao cisalhamento de modo conservador seria $\tau_c=11,08$ MPa = $110,8 \frac{kgf}{cm^2}$, que é superior ao considerado na verificação da estabilidade com chavetas de concreto.

Serão realizados gráficos de distribuição para uma análise estatística de resistência mais avançada com os dados de laboratório assim que a campanha de ensaios de laboratório seja finalizada.

4.4.4 **Análise dos piezômetros da fundação**

A análise dos piezômetros do trecho E indicam que no contato concreto/rocha a subpressão é a esperada e está relacionada com a altura de água até o nível do reservatório. No bloco E-06 no pé de montante nas El. 130 e El. 123 os valores são menores que no contato. Na brecha da El. 135 os piezômetros indicam níveis baixos antes do túnel de drenagem e depois dele os níveis são nulos. Na El. 124 na junta D os piezômetros indicam níveis baixos antes do túnel de drenagem e depois os valores muito baixos próximos a zero. No bloco E-06 na El. 112 os piezômetros mostram valores menores do que na junta D e também se reduzem a jusante do túnel de drenagem.

Estas observações indicam que o carregamento de subpressão na fundação é menor do que o que foi suposto na verificação da estabilidade contra o deslizamento considerando o tratamento com chavetas.

Além da análise de pressões na fundação são monitorados os deslocamentos dos blocos e da fundação; estes deslocamentos se encontram em um processo de estabilização. O trecho está em processo de instrumentação (como mencionado em 4.4.3) para monitorar a fundação dos blocos que não apresentam instrumentação.

5 CONCLUSÕES

Analisando os objetivos propostos em este trabalho pode-se concluir os seguintes pontos:

O cálculo das chavetas foi realizado com premissas conservadoras do lado da segurança, como por exemplo:

- A área tratada no bloco E-04 (Figura 9) foi aumentada depois do cálculo das chavetas sem atualizar a memória, portanto o coeficiente de segurança é ainda maior do que aquele que se mostra na documentação.
- O carregamento de subpressão foi suposto com uma trinca no pé de montante, mas os piezômetros mostram que os valores reais são menores.
- O carregamento de subpressão foi suposto com uma redução a 1/3 do valor a montante depois da cortina de drenagem, mas os piezômetros mostram que os valores são inclusive menores.
- O Novo Modelo Geomecânico mostra valores de ângulo de atrito maiores do que os utilizados para o cálculo.
- A resistência ao cisalhamento estimada com base nos valores de resistência de ruptura a compressão das amostras do concreto das chavetas indica um valor maior que o considerado na verificação de estabilidade

As sondagens recentes mostram que as chavetas se encontram em bom estado de conservação sem fraturas e o preenchimento de concreto na abóbada foi satisfatório para conseguir o desempenho esperado.

Portanto, considerando a situação atual de operação normal do reservatório, as premissas consideradas no cálculo e as novas informações indicam que o reforço de chavetas de concreto do trecho E e no bloco F-01/02 encontra-se em uma situação satisfatória sob o ponto de vista da segurança. O cálculo foi desenvolvido com parâmetros e hipóteses conservadoras.

6 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Recomenda-se utilizar os testemunhos das sondagens atuais para obter a resistência do concreto ao cisalhamento.

Recomenda-se elaborar um modelo de elementos finitos dos blocos, as chavetas e a fundação com as diferentes camadas e descontinuidades e a trinca de montante; configurar o modelo com os respectivos parâmetros determinados e utilizar os carregamentos utilizados na memória como a subpressão na trinca de montante e também na descontinuidade. Tendo em conta as condições mencionadas recomenda-se analisar o comportamento das chavetas e a rocha no local da descontinuidade: tensões de cisalhamento, compressão e deformações.

Recomenda-se analisar e utilizar um modelo geotécnico constitutivo do basalto incluindo o fenômeno da fluência para contemplar os fenômenos de longo prazo da deformação do maciço rochoso.

Recomenda-se realizar ensaios mecânicos de laboratório para obter a resistência ao cisalhamento dos testemunhos do concreto das chavetas obtidos na campanha atual de sondagens rotativas.

Diante das novas informações obtidas e no caso de um novo nível de operação do reservatório recomenda-se uma nova verificação da estabilidade e desta maneira obter coeficientes de segurança atualizados.

REFERÊNCIAS

BETIOLI, I. SCANDIUZZI, L. SONODA, A. Método de Concretagem das Chavetas da Fundação da Barragem Principal de Itaipu. XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens. 8010-30-15688. Recife. 1981.

IECO-ELC. Diretrizes Básicas e Critérios Gerais para o Projeto das Obras Civas de Itaipu. 2500-10-00001-P-R0. Foz do Iguaçu, 1979.

ITAIPU BINACIONAL. Barragem principal. Desempenho das Chavetas. 1952-50-00077P-R0A. Foz do Iguaçu, 1998.

ITAIPU BINACIONAL. Inspeção Especial do trecho E – Sondagens rotativas. Foz do Iguaçu, 2020.

ITAIPU BINACIONAL. Relatório Final do tratamento da fundação do Trecho E por injeções. 4122-50-01750-P-R0. 1983.

ITAIPU BINACIONAL. Resultados preliminares dos ensaios mecânicos do concreto da chaveta e da rocha sã das sondagens EM-E021 e EM-E-023. SOCC.DT. Foz do Iguaçu, 2020.

ITAIPU BINACIONAL. Report on Meeting of Civil Consultants. 8010-50-00018-I-R0A. Foz do Iguaçu, 1980.

ITAIPU BINACIONAL. Testemunhos das Sondagens EM-E-002 e EM-E-004 – Ensaaios mecânicos. 4122-50-15500-P-R0. Foz do Iguaçu, 2018.

ITAIPU BINACIONAL. Usina Hidrelétrica – Projeto: Aspectos de Engenharia. Foz do Iguaçu, 2009. 784 p.

PROMON – Alto Paraná. Barragem Principal. Relatório Final de Geotecnia - Trechos “E” e “F”. 2082-50-06003-P-R0. Foz do Iguaçu, 1982.

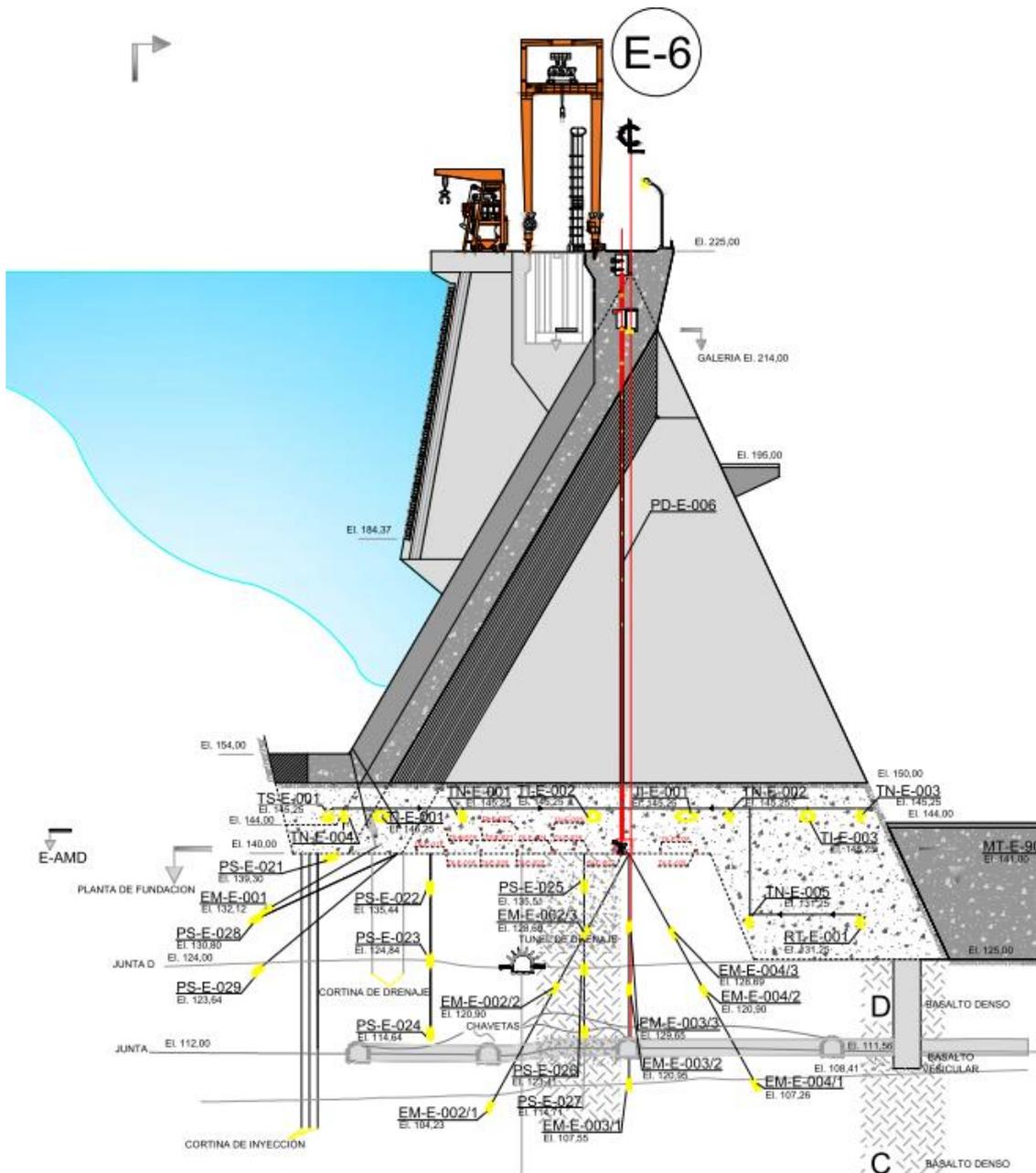
PROMON – Alto Paraná. Verificação da Estabilidade contra o Deslizamento considerando o Tratamento com Chaves de concreto na Junta da El. 112 m. Trecho E – Blocos E4; E5; E6 e Trecho F – Bloco F1/2. 4100-10-06008-P-R0. Foz do Iguaçu, 1980.

PTI, CEASB, IEME, ITAIPU BINACIONAL. Simulações Numéricas do Trecho E incluindo o Bloco F-1/2. 4124-50-J0975-P-R0. Foz do Iguaçu, 2020.

SILVEIRA, J.F.A. Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto. São Paulo, 2003.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. Gravity Dam Design. Engineer Manual. Department of the Army. Washington, DC. 1995.

ANEXO B – Instrumentação no bloco chave E-06.



ANEXO C – Diretrizes Básicas e Critérios Gerais para o Projeto das Obras Civas de Itaipu. Condições de Carregamento Normais e Excepcionais. 2500-10-00001-P-R0. IECO-ELC. 1979.

5.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO NORMAIS (CCN)

CCN deverá incluir as seguintes cargas:

- Carga morta; Cargas de aterro, reaterro e assoreamento.
- Cargas de temperatura e retração.
- Cargas hidrostáticas devidas ao reservatório, variando desde a cota 197,00 até a cota 220,00 e nível d'água do canal de fuga variando da cota 92,00 até a cota 105,40. A combinação mais severa de carregamento deve ser selecionada para cada estrutura. Cargas hidrostáticas correspondentes à descarga de projeto quando diferentes das anteriormente estabelecidas.
- Pressões de percolação devidas aos níveis d'água admitidos no reservatório e canal de fuga com drenos em operação (abertos).
- Cargas hidrodinâmicas devidas à descarga de projeto em estruturas condutoras de água e dissipadores de energia.
- Transientes hidráulicos em condutos devidos à operação normal.
- Cargas vivas nas situações e distribuições mais desfavoráveis para cada estrutura. As cargas vivas devem ser desprezadas para análise de estabilidade de flutuação.
- Carga de vento normal ou cargas vivas dinâmicas devidas a cargas móveis de projeto e operação normal de equipamento permanente.
- Cargas devidas à manutenção de rotina.
- Qualquer carga adicional que poderá afetar qualquer estrutura ou qualquer outro componente de projeto de modo permanente ou frequentemente, durante a primeira fase do aproveitamento.

5.3 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAIS (CCE)

As condições de carregamento excepcionais deverão englobar as condições normais (CCN), incluindo-se as alterações que se seguem:

- Carga hidrostática e de subpressão com nível d'água do reservatório na cota 223,00 e nível d'água do canal de fuga na cota 138,00, ou carga sísmica para 0,05g atuando juntamente com as cargas hidrostáticas e de subpressões das condições de carregamento normais (CCN).
- Transientes hidráulicos devido a operação de emergência ou mal funcionamento de dispositivos de controle.
- Cargas normais de vento atuando simultaneamente com cargas vivas dinâmicas devidas a cargas móveis.
- Cargas dinâmicas devidas a operação de emergência de equipamento permanente.
- Cargas devidas aos trabalhos principais de manutenção e de reparos.
- Quaisquer cargas excepcionais ou infrequentes atuando na primeira fase do aproveitamento.