

**PROJETO BÁSICO**  
**MURO DE LIGAÇÃO**  
**ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO**

0	Emissão Final	MMPS	RRB	MAI/16
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
<b>PROJETO BÁSICO</b>				
				

**UHE ITAOCARA I**

Preparado	MMPS	Aprov.	Marcelo K. Turqueti	Nº VLB	Rev.
Conferido	RRB		Gerente do Projeto	1530-IT-B-MC-B11-0001	0
Visto	MKT	Aprov.	José H. R. Lopes	Nº do Cliente	Rev.
Data	MAI/16		Resp. Técnico MG-12545/D		

  
**JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES**  
 Resp. Técnico MG-12545/D

**PROJETO BÁSICO**  
**MURO DE LIGAÇÃO**  
**ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO**

**ÍNDICE**

1	INTRODUÇÃO .....	4
1.1.	OBJETIVO .....	4
1.2.	UNIDADES .....	4
1.3.	COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF .....	4
1.4.	COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO – CST .....	4
1.5.	COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO – CSD .....	5
1.6.	PORCENTAGEM DA ÁREA COMPRIMIDA.....	6
1.7.	PARÂMETROS ADOTADOS .....	7
1.8.	CARGAS CONSIDERADAS.....	7
1.9.	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA.....	9
2	ESTRUTURA .....	10
2.1.	GEOMETRIA.....	10
3	CASOS DE CARREGAMENTO .....	11
3.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN .....	13
3.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1 .....	14
3.3.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2 .....	15
3.4.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL .....	16
4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	17
4.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN .....	17

UHE ITAOCARA I

4.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1 .....	19
4.3.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2 .....	20
4.4.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL .....	21
5	TENSÕES NA BASE.....	22
5.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN.....	23
5.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1 .....	24
5.3.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2 .....	25
5.4.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL .....	26
6	COEFICIENTES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS .....	27
6.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN.....	27
6.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1 .....	27
6.3.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2 .....	27
6.4.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL .....	28
7	CONCLUSÃO .....	28
ANEXO A – UHE ITAOCARA I – JUSTIFICATIVA SOBRE ADOÇÃO DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS NA INTERFACE ROCHA/CONCRETO .....		29

**PROJETO BÁSICO**  
**MURO DE LIGAÇÃO**  
**ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO**

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1. OBJETIVO

Esta memória de cálculo tem como objetivo apresentar a análise de estabilidade do Muro de Ligação da UHE Itaipava I, localizado entre o Descarregador de Fundo e a Tomada de Água.

### 1.2. UNIDADES

As unidades nesta memória estão de acordo com o sistema internacional de medidas (SI), sendo as forças adotadas em “kN”, as medidas lineares e elevações em “m”, as áreas em “m<sup>2</sup>” e os volumes em “m<sup>3</sup>”.

### 1.3. COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF

$$CSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U}$$

Onde:

CSF – Coeficiente de segurança à flutuação;

$\Sigma V$  – Somatório das forças gravitacionais;

$\Sigma U$  – Somatório das forças de subpressão.

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
Flutuação – CSF	1,30	1,10	1,10	1,20

### 1.4. COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO – CST

$$CST = \frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$$

Onde:

CST – Coeficiente de segurança ao tombamento;

$\Sigma M_E$  – Somatório dos momentos estabilizantes;

$\Sigma M_T$  – Somatório dos momentos de tombamento.

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
Tombamento – CST	1,50	1,20	1,10	1,30

Obs.: Adota-se que a verificação da segurança ao tombamento é desnecessária quando a resultante de todas as forças atuantes estiver localizada dentro do núcleo central de inércia da área da base da estrutura, ou seja, 100% comprimida, ao nível onde o tombamento esteja sendo analisado.

#### 1.5. COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO – CSD

SEM COESÃO

$$\frac{\sum N_i T g \phi_i}{\sum T_i} \geq CSD_\phi$$

COM COESÃO

$$\frac{\frac{\sum N_i t g \phi_i}{CSD_\phi} + \frac{\sum C_i A_i}{CSD_c}}{\sum T_i} \geq 1,0$$

Onde:

$CSD_\phi$  – Coeficiente de ponderação relativo ao atrito;

$CSD_c$  – Coeficiente de ponderação relativo à coesão;

$N_i$  – Força normal à superfície de escorregamento em análise;

$\phi_i$  – Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

$C_i$  – Coesão característica ao longo da superfície de escorregamento;

$A_i$  – Área efetiva de contato da estrutura no plano em análise;

$T_i$  - Resultante das forças paralelas à superfície de escorregamento.

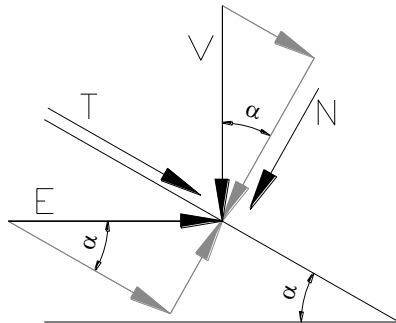
Coeficientes de segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
$CSD_c$	3,00	1,50	1,30	2,00
$CSD_\phi$	1,50	1,10	1,10	1,30

Para estruturas com base em planos inclinados, o cálculo da segurança ao escorregamento é realizado considerando-se tensões normais e tangenciais aos planos de contato pelo processo de NIGAM, sendo estas obtidas pela decomposição das tensões verticais e horizontais.

As resultantes das forças verticais (V) e horizontais (E) são calculadas utilizando os valores de tensões obtidos das seguintes fórmulas:

$$V = \frac{\sigma_i^y + \sigma_{i+1}^y}{2} \times A_{i-i+1} \quad E = \frac{\sigma_i^H + \sigma_{i+1}^H}{2} \times A_{i-i+1}$$

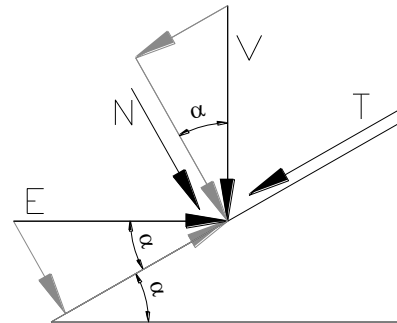
As forças normais (N) e tangenciais (T) dependem do sentido de inclinação do plano em que atuam e são obtidas a partir das forças verticais e horizontais pelas expressões:



Plano Descendente

$$N = V \times \cos \alpha - E \times \sin \alpha$$

$$T = V \times \sin \alpha + E \times \cos \alpha$$



Plano Ascendente

$$N = V \times \cos \alpha + E \times \sin \alpha$$

$$T = -V \times \sin \alpha + E \times \cos \alpha$$

### 1.6. PORCENTAGEM DA ÁREA COMPRIMIDA

No contato concreto-rocha não é permitida a abertura de junta para as condições de Carregamento Normal, tratando-se de estruturas principais e do barramento. Para os casos de Carregamento de Construção e Excepcional admite-se que a base esteja 67% comprimida. Para o caso de Carregamento Limite, basta que a resultante se encontre dentro da base.

% da Área Comprimida	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
	100% <sup>(1)</sup>	67% <sup>(1)</sup>	Resultante dentro da Base	67% <sup>(1)</sup>

- 1) Limite mínimo de área comprimida na base da estrutura.

UHE ITAOCARA I

1.7. PARÂMETROS ADOTADOS

1.7.1 **Peso Específico dos Materiais**

Concreto Convencional Vibrado (CCV): ..... $\gamma_{CCV} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Concreto Massa (CM): ..... $\gamma_{CM} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Água: ..... $\gamma_{\text{água}} = 10,00 \text{ kN/m}^3$

1.7.2 **Parâmetros Geomecânicos (Ver Anexo A)**

Coesão contato concreto - rocha:..... $C = 400\text{kN/m}^2$

Ângulo de atrito contato concreto - rocha: ..... $\Phi = 40^\circ$

1.8. CARGAS CONSIDERADAS

Foram consideradas, na análise de estabilidade, as seguintes cargas:

- Peso Próprio da Estrutura;
- Peso de Água;
- Empuxo de Água;
- Subpressão;
- Efeito sísmico.

Para o cálculo da subpressão e do efeito sísmico serão utilizados os critérios listados no item a seguir.

1.8.1 **Subpressão**

O diagrama de subpressão no contato concreto-fundação será obtido de acordo com as condições a seguir:

A subpressão será considerada como atuante em 100 % da área da base;

Nas extremidades de montante e de jusante, as subpressões são dadas pelas colunas de água medidas respectivamente pelos níveis de água de montante e de jusante, até o plano de contato do concreto com a fundação;

Assume-se que a plena subpressão intersticial (carga do reservatório) atua nas áreas onde aparecem tensões de tração. Nos casos de efeito sísmico, face à natureza oscilatória do carregamento e ao curto intervalo de duração, não deve ser considerada a pressão hidrostática de montante na junta aberta.

Para o cálculo de estabilidade do Muro de Ligação será desprezado, a favor da segurança, o efeito da galeria de drenagem no cálculo da linha piezométrica, uma vez que, a galeria se encontra abaixo do plano de análise, conforme mostrado a seguir.

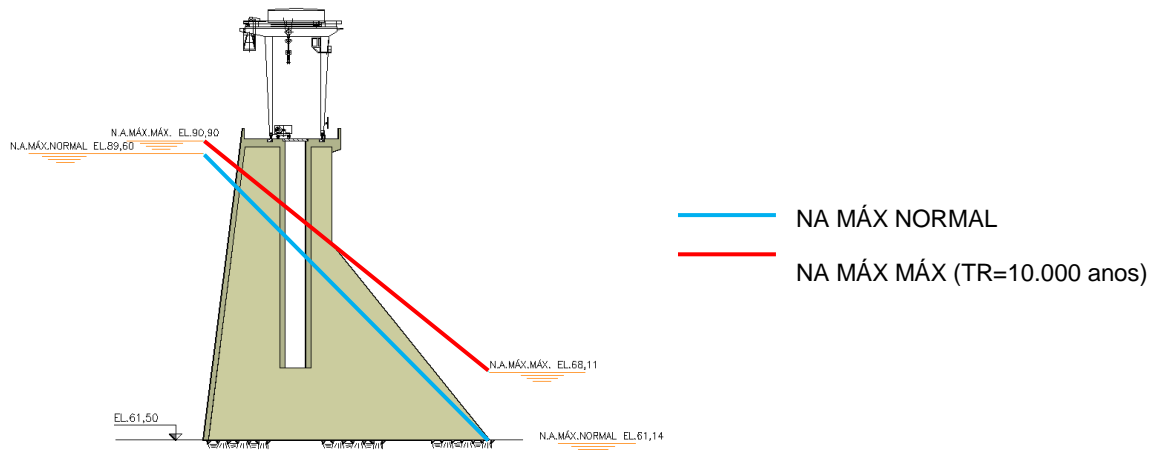


Figura – Muro de Ligação – Linha Piezométrica

### 1.8.2 Efeito Sísmico

Os valores adotados para a Aceleração Sísmica Horizontal e Vertical são, respectivamente, 0,05g e 0,03g, sendo “g” o valor da aceleração de gravidade em m/s<sup>2</sup>.

O efeito sísmico no concreto será aplicado no centro de gravidade da estrutura analisada. Não será considerada a influência do sismo no valor da subpressão. Já a variação da pressão hidrodinâmica devido ao abalo horizontal, é dada pela expressão a seguir.

$$\Delta P = \frac{Cm}{2} \left[ \frac{z}{H} \times \left( 2 - \frac{z}{H} \right) + \sqrt{\frac{z}{H} \times \left( 2 - \frac{z}{H} \right)} \right] \times \lambda \times \varpi \times H$$

Onde:

$\lambda$  - Aceleração horizontal;

H - Profundidade máxima;

$\varpi$  - Peso específico da água;

z - Distância vertical desde a superfície até a seção em estudo;

Cm - adimensional, função da inclinação do paramento de montante.



### 1.9. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Foram considerados os seguintes documentos como referência:

1530-IT-B-DE-G11-0003 – Projeto Básico – Geral – Estruturas do Barramento – Arranjo;

1530-IT-B-DE-V11-0002 – Projeto Básico – Descarregador de Fundo – Arranjo – Planta e Cortes;

1530-IT-B-CP-G00-0001 – Projeto Básico - Geral - Critérios de Projeto Civil;

ELETOBRÁS. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Eletrobrás/CBDB, Brasília/DF, 2003;

CBDB. Guia Básico de Segurança de Barragens. CBDB, Rio de Janeiro/RJ, 1999;

CORPS. Stability Analysis of Concrete Structures. U.S. Army Corps of Engineers, 2005;

NIGAM, P. S. Handbook of Hydro Electric Engineering. New Chand & Bros., Roorkee/Índia, 1979. p. 463-468;

DEPARTMENT OF THE ARMY. EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design. Department of the Army, Washington/DC/EUA, 1995;

FONG, Fu Mei. Estabilidade de Estruturas Hidráulicas de Gravidade. Cia. Brasileira de Artes Graficas, 1978;

BUREAU OF RECLAMATION. Engineering Monograph n° 19: Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams. Department of The Interior, Denver/CO/EUA, 1977;

BUREAU OF RECLAMATION. Design of Gravity Dams - Design Manual for Concrete Gravity Dams. Department of the Interior, Denver/CO/EUA, 1976, p. 32;

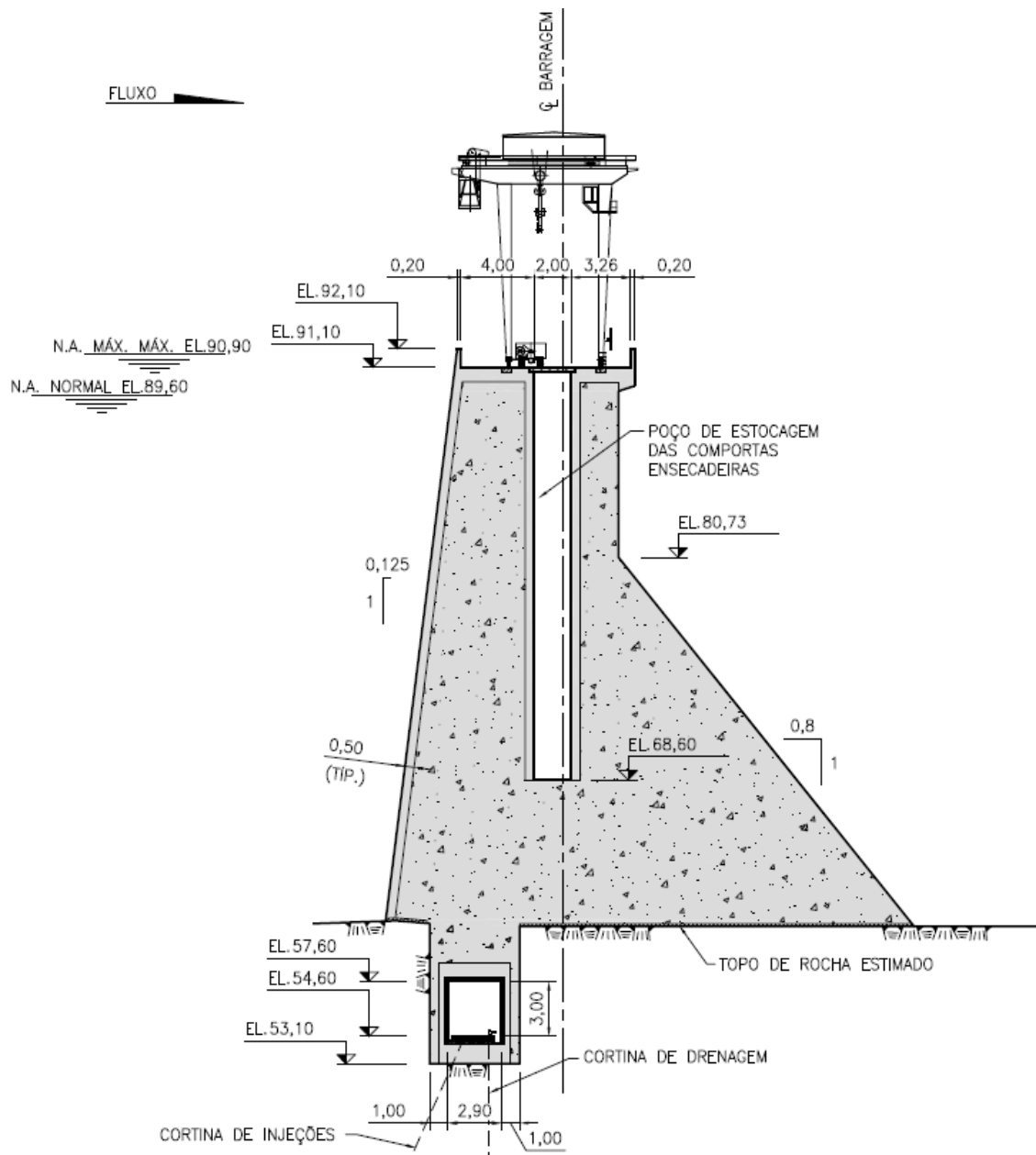
BUREAU OF RECLAMATION. Design of Small Dams. 3a Edicao. Department of the Interior, Denver/CO/EUA, 1987, p. 320.

UHE ITAOCARA I

## 2 ESTRUTURA

### 2.1. GEOMETRIA

Apresenta-se, a seguir, a geometria da estrutura Muro de Ligação.



**Figura – Muro de Ligação – Corte Transversal**

  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

### 3 CASOS DE CARREGAMENTO

Foram analisados os casos de carregamento conforme especificados na tabela abaixo:

<b>Caso de Carregamento</b>	<b>N.A. Montante</b>	<b>N.A. Jusante</b>	<b>Observações</b>
CCN	89,60	61,14	-
CCE 1	90,90	68,11	-
CCE 2	89,60	61,14	Sismo
CCL	90,90	68,11	Sismo

- CCN – Caso de Carregamento Normal: Nível de água máximo normal à montante e à jusante;
- CCE1 – Caso de Carregamento Excepcional 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante;
- CCE2 – Caso de Carregamento Excepcional 2: Nível de água máximo normal à montante e à jusante e efeito sísmico;
- CCL – Caso de Carregamento Limite: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante e efeito sísmico.

Apresenta-se no item 4, o cálculo da estabilidade do Muro de Ligação da UHE Itaipava I. Será desconsiderado, a favor da segurança, o efeito da galeria de drenagem no cálculo da subpressão, uma vez que, a galeria se encontra abaixo do plano de análise. O plano de análise na fundação encontra-se na EL. 61,50, conforme o modelo apresentado a seguir.

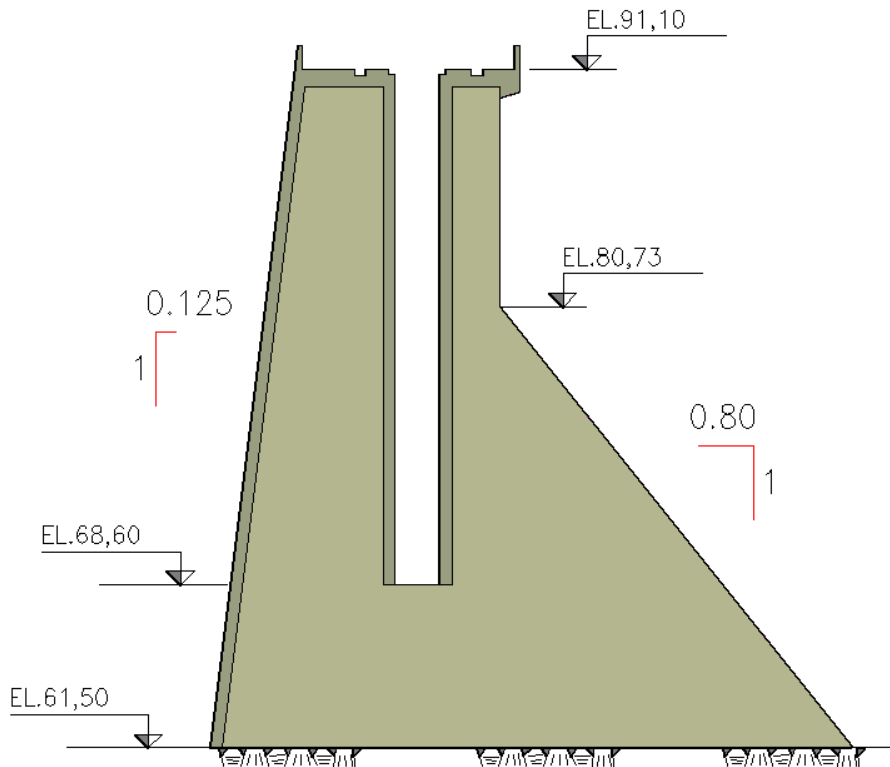


Figura – Muro de Ligação – Seção Transversal

3.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: ..... 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: ..... 61,14 m

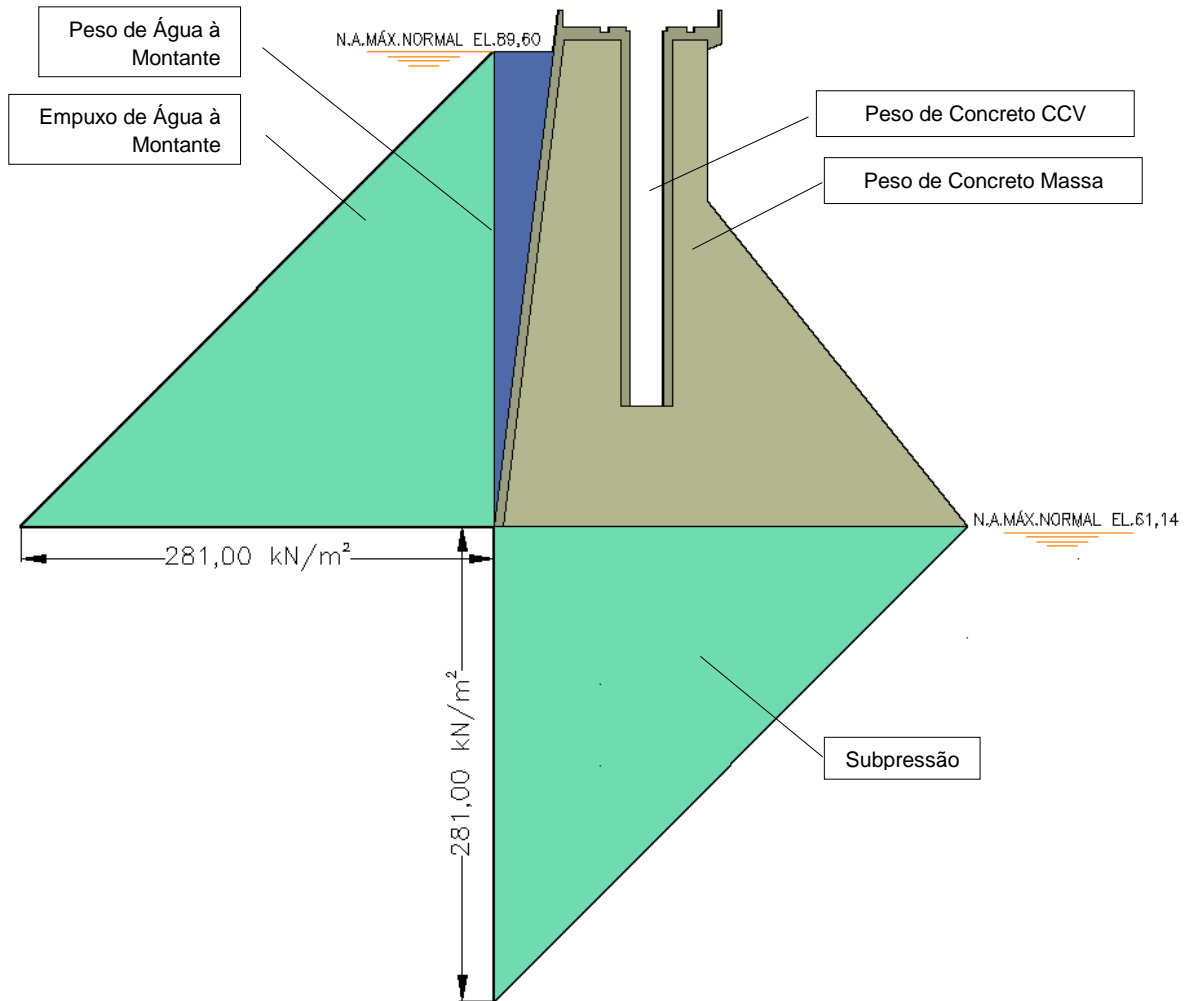


Figura – Carregamentos CCN – Seção

3.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): ..... 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): ..... 68,11 m

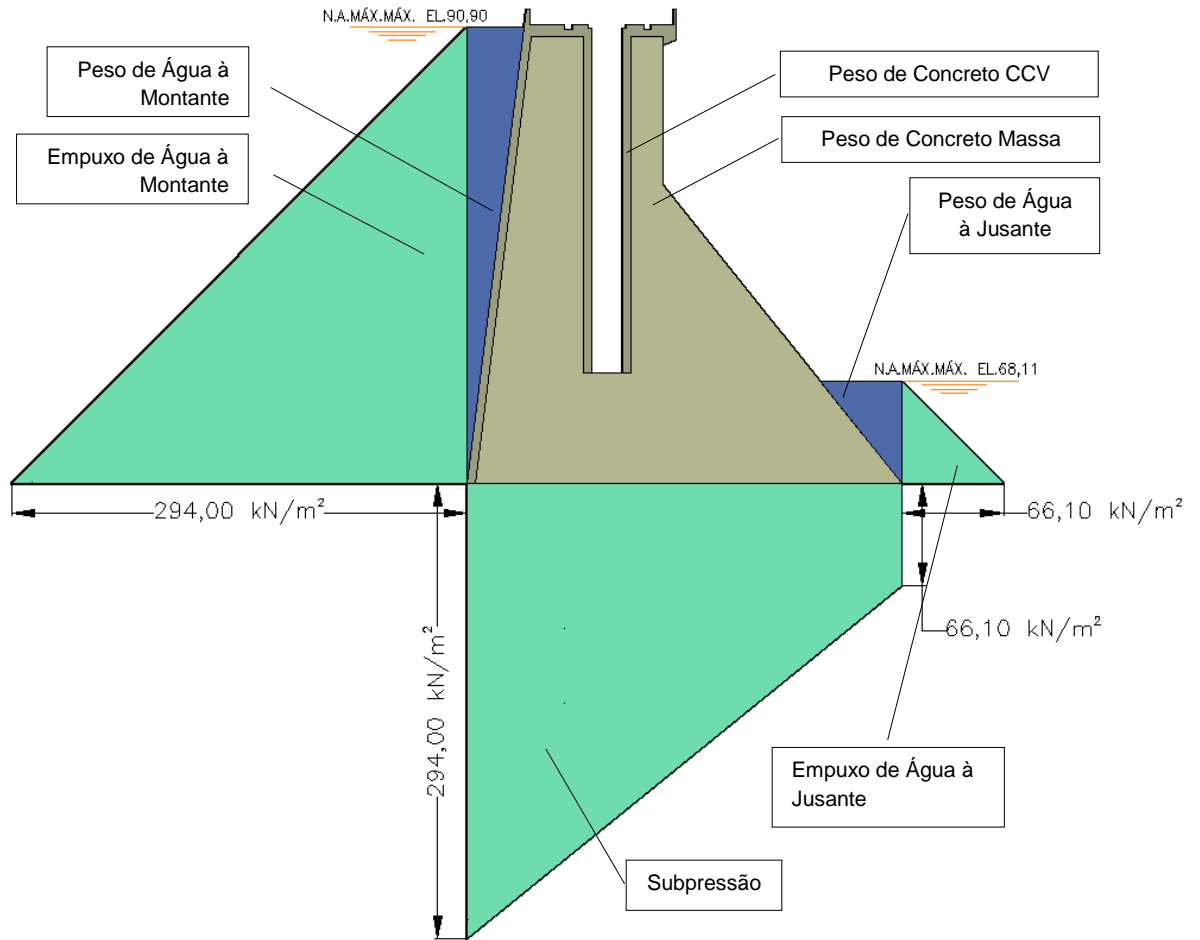


Figura – Carregamentos CCE1 – Seção

3.3. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

N.A. Máximo Normal à Montante: ..... 89,60 m

N.A. Máximo Normal à Jusante: ..... 61,14 m

Efeito sísmico ..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

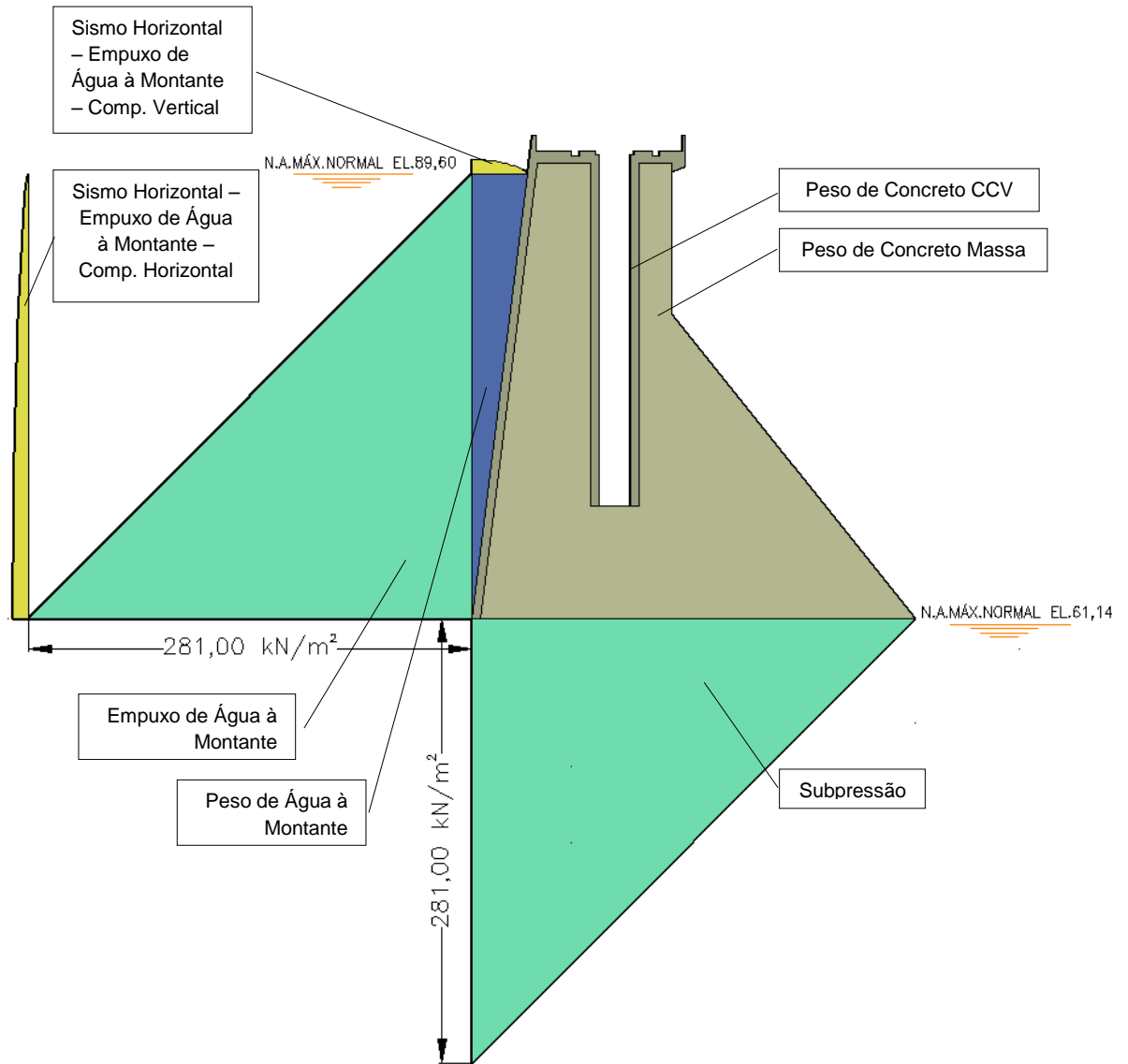


Figura – Carregamentos CCE3 – Seção

3.4. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL

N.A. Máximo Maximorum à Montante (TR=10.000 anos): ..... 90,90 m

N.A. Máximo Maximorum à Jusante (TR=10.000 anos): ..... 68,11 m

Efeito sísmico ..... Aceleração horizontal 0,05g e aceleração vertical 0,03g

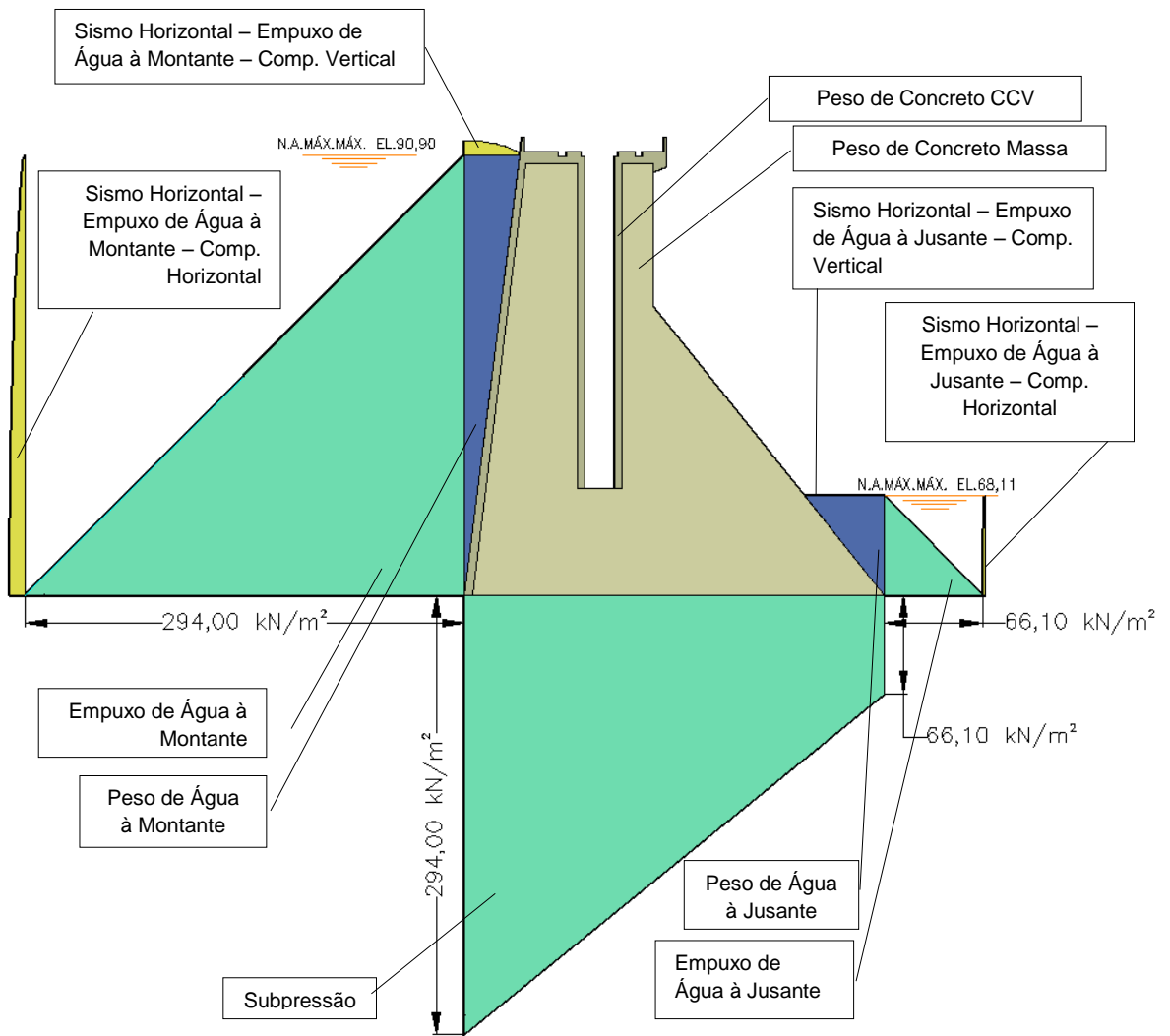


Figura – Carregamentos CCL – Seção



## 4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1 e CCE2) e Carregamento Limite (CCL) apresentam-se, a seguir, os respectivos valores dos esforços, e posteriormente, os valores dos coeficientes de segurança.

Para todos os casos de carregamento, foi verificado e adotado o ponto de tombamento (à jusante ou à montante) que proporciona menores coeficientes de segurança.

### 4.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO						
CCN - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - SEM SISMO						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	V <sub>1</sub> = -1.027,92	21,41		M <sub>1</sub> = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	V <sub>2</sub> = -9.117,84	16,85		M <sub>2</sub> = 153.635,60
Peso de Água à Montante	49,39	10,00	V <sub>3</sub> = -493,90	26,83		M <sub>3</sub> = 13.251,34
Empuxo de Água à Montante	394,81	10,00	T <sub>1</sub> = 3.948,10		9,37	M <sub>4</sub> = -36.993,70
Subpressão	393,54	10,00	U = 3.935,40	18,67		M <sub>5</sub> = -73.473,92

PONTO DE TOMBAMENTO  $X_t = 28,01$   $Y_t = 0,00$

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3$	10.639,66 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3$	
$\Sigma U =$	3.935,40 kN	$\Sigma M_E =$	188.894,71 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	6.704,26 kN	$\Sigma M_T = M_4 + M_5$	
$\Sigma T_i$ , MONTANTE = T <sub>1</sub>	3.948,10 kN	$\Sigma M_T =$	110.467,62 kNxm
$\Sigma T_i$ , JUSANTE =	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	2,70 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,71 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD <sub>∅</sub> - SEM COESÃO (C=0)			
			$\phi = 40^\circ$
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	1,42 < 1,50	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD <sub>c</sub> - COM COESÃO			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\emptyset} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 22 kN/m²	$\phi = 40^\circ$
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD <sub>∅</sub> = 1,50
			FSD <sub>c</sub> = 3,00
			A <sub>i</sub> = 28,01 m²
DESLIZAMENTO - FSD <sub>c</sub> - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\emptyset} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,90 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$
			FSD <sub>∅</sub> = 1,50
			FSD <sub>c</sub> = 3,00
			A <sub>i</sub> = 28,01 m²

  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

UHE ITAOCARA I

4.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO						
CCE 1 - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - SEM SISMO						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
				e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	V <sub>1</sub> = -1.027,92	21,41		M <sub>1</sub> = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	V <sub>2</sub> = -9.117,84	16,85		M <sub>2</sub> = 153.635,60
Peso de Água à Montante	54,06	10,00	V <sub>3</sub> = -540,60	26,78		M <sub>3</sub> = 14.477,27
Peso de Água à Jusante	17,48	10,00	V <sub>4</sub> = -174,80	1,76		M <sub>4</sub> = 307,65
Empuxo de Água à Montante	432,18	10,00	T <sub>1</sub> = 4.321,80		9,80	M <sub>5</sub> = -42.353,64
Empuxo de Água à Jusante	21,85	10,00	T <sub>2</sub> = -218,50		2,20	M <sub>6</sub> = 480,70
Subpressão	504,32	10,00	U = 5.043,20	16,96		M <sub>7</sub> = -85.532,67

PONTO DE TOMBAMENTO X<sub>t</sub> = 28,01 Y<sub>t</sub> = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	10.861,16 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6$	
$\sum U =$	5.043,20 kN	$\sum M_E =$	190.908,99 kNm
$\sum V - \sum U =$	5.817,96 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7$	
$\sum T_i$ , MONTANTE = T <sub>1</sub>	4.321,80 kN	$\sum M_T =$	127.886,31 kNm
$\sum T_i$ , JUSANTE = T <sub>2</sub>	218,50 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,15 > 1,10	OK
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,49 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD <sub>ø</sub> - SEM COESÃO (C=0)			φ = 40°
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,19 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD <sub>c</sub> - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{ø} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,90 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD <sub>ø</sub> = 1,10	
		FSD <sub>c</sub> = 1,50	
		A <sub>i</sub> = 28,01 m²	

  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

UHE ITAOCARA I

4.3. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO CCE 2 - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00		V <sub>1</sub> = -1.027,92	21,41		M <sub>1</sub> = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00		V <sub>2</sub> = -9.117,84	16,85		M <sub>2</sub> = 153.635,60
Peso de Água à Montante	49,39	10,00		V <sub>3</sub> = -493,90	26,83		M <sub>3</sub> = 13.251,34
Empuxo de Água à Montante	394,81	10,00		T <sub>1</sub> = 3.948,10		9,37	M <sub>4</sub> = -36.993,70
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal	19,25	10,00	1,00	T <sub>2</sub> = 192,50		11,28	M <sub>5</sub> = -2.171,40
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	2,40	10,00	1,00	V <sub>4</sub> = -24,00	26,60		M <sub>6</sub> = 638,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,05	T <sub>3</sub> = 51,40		18,49	M <sub>7</sub> = -950,31
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,05	T <sub>4</sub> = 455,89		10,03	M <sub>8</sub> = -4.572,60
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,03	V <sub>5</sub> = 30,84	21,41		M <sub>9</sub> = -660,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,03	V <sub>6</sub> = 273,54	16,85		M <sub>#</sub> = -4.609,07
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	49,39	10,00	0,03	V <sub>7</sub> = 14,82	26,83		M <sub>#</sub> = -397,54
Subpressão	393,54	10,00		U = 3.935,40	18,67		M <sub>#</sub> = -73.473,92

PONTO DE TOMBAMENTO  $X_t = 28,01$   $Y_t = 0,00$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7$	10.344,47 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_6$	
$\sum U =$	3.935,40 kN	$\sum M_E =$	189.533,11 kNxm
$\sum V - \sum U =$	6.409,07 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12}$	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4$	4.647,89 kN	$\sum M_T =$	123.828,77 kNxm
$\sum T_{i, JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,63 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,53 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD <sub>φ</sub> - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,16 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD <sub>c</sub> - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,66 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	
		$\phi = 40^\circ$	
		FSD <sub>φ</sub> = 1,10	
		FSD <sub>c</sub> = 1,50	
		A <sub>i</sub> = 28,01 m²	

  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

UHE ITAOCARA I

4.4. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO							
CCL - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO							
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	g (9,81m/s²)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00		V <sub>1</sub> = -1.027,92	21,41		M <sub>1</sub> = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00		V <sub>2</sub> = -9.117,84	16,85		M <sub>2</sub> = 153.635,60
Peso de Água à Montante	54,06	10,00		V <sub>3</sub> = -540,60	26,78		M <sub>3</sub> = 14.477,27
Peso de Água à Jusante	17,48	10,00		V <sub>4</sub> = -174,80	1,76		M <sub>4</sub> = 307,65
Empuxo de Água à Montante	432,18	10,00		T <sub>1</sub> = 4.321,80		9,80	M <sub>5</sub> = -42.353,64
Empuxo de Água à Jusante	21,85	10,00		T <sub>2</sub> = -218,50		2,20	M <sub>6</sub> = 480,70
Subpressão	504,32	10,00		U = 5.043,20	16,96		M <sub>7</sub> = -85.532,67
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal	21,07	10,00	1,00	T <sub>3</sub> = 210,70		11,80	M <sub>8</sub> = -2.486,26
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	2,64	10,00	1,00	V <sub>5</sub> = -26,40	26,53		M <sub>9</sub> = 700,39
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,05	T <sub>4</sub> = 51,40		18,49	M <sub>#</sub> = -950,31
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,05	T <sub>5</sub> = 455,89		10,03	M <sub>#</sub> = -4.572,60
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,03	V <sub>6</sub> = 30,84	21,41		M <sub>#</sub> = -660,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,03	V <sub>7</sub> = 273,54	16,85		M <sub>#</sub> = -4.609,07
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	54,06	10,00	0,03	V <sub>8</sub> = 16,22	26,78		M <sub>#</sub> = -434,32
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante - Comp. Horizontal	0,71	10,00	1,00	T <sub>6</sub> = 7,10		2,65	M <sub>#</sub> = -18,82
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante - Comp. Vertical	0,57	10,00	1,00	V <sub>9</sub> = 5,70	2,12		M <sub>#</sub> = -12,08
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	17,48	10,00	0,03	V <sub>#</sub> = 5,24	1,76		M <sub>#</sub> = -9,23

PONTO DE TOMBAMENTO X<sub>t</sub> = 28,01 Y<sub>t</sub> = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + U$	10.556,03 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6 + M_9$
$\sum U =$	5.043,20 kN	$\sum M_E =$ 191.609,38 kNxm
$\sum V - \sum U =$	5.512,83 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7 + M_8 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17}$
$\sum T_{1, MONTANTE} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6$	5.046,89 kN	$\sum M_T =$ 141.639,23 kNxm
$\sum T_{1, JUSANTE} = T_2$	218,50 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	= 2,09	> 1,10	OK
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	= 1,35	> 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD <sub>φ</sub> - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_1}$	= 0,96	< 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD <sub>c</sub> - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\phi} \times \sum T_1} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_1}$	= 1,00	> 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 30 kN/m²		φ = 40°	FSD <sub>φ</sub> = 1,10
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		FSD <sub>c</sub> = 1,30	A <sub>i</sub> = 27,19 m²
DESLIZAMENTO - FSD <sub>c</sub> - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\phi} \times \sum T_1} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_1}$	= 2,60	> 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	FSD <sub>φ</sub> = 1,10
		FSD <sub>c</sub> = 1,30	A <sub>i</sub> = 27,19 m²

  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

## 5 TENSÕES NA BASE

Apresentam-se, neste item, planilhas dos cálculos das tensões Normais e Tangenciais, nas quais foram analisadas as tensões na base da Estrutura através do processo de Nigam.

A planilha, a seguir, fornece o cálculo das coordenadas do centro de gravidade (XG e YG) e o momento polar de inércia (IP) da área da fundação, que serão utilizados no cálculo das tensões.

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO																	
CÁLCULO DAS COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE (XG E YG) E DO MOMENTO POLAR DE INÉRCIA (IP) DA ÁREA DA FUNDAÇÃO																	
NÓS	COORDENADAS		TRECHO	COMPRIMENTO (m)	ESPESSURA (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	$\bar{X}$	$\bar{Y}$	$\bar{X} \times A$	$\bar{Y} \times A$	$\bar{X} - X_G$	$\bar{Y} - Y_G$	$(\bar{X} - X_G)^2$	$(\bar{Y} - Y_G)^2$	$r^2$ (m <sup>2</sup> )	$r^2 \times A$ (m <sup>4</sup> )	MOMENTO POLAR PARCIAL (m <sup>4</sup> )
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )
1	0,00	0,00															
2	6,23	0,00	1 - 2	6,23	1,00	6,23	3,11	0,00	19,39	0,00	-10,90	0,00	118,73	0,00	118,73	739,39	20,13
3	28,01	0,00	2 - 3	21,78	1,00	21,78	17,12	0,00	372,89	0,00	3,11	0,00	9,66	0,00	9,66	210,52	861,25
<b>Σ</b>						28,01			392,28	0,00						949,92	881,38

X <sub>G</sub> =	14,01 m
Y <sub>G</sub> =	0,00 m
I <sub>p</sub> =	1.831,30 m <sup>4</sup>

  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

UHE ITAOCARA I

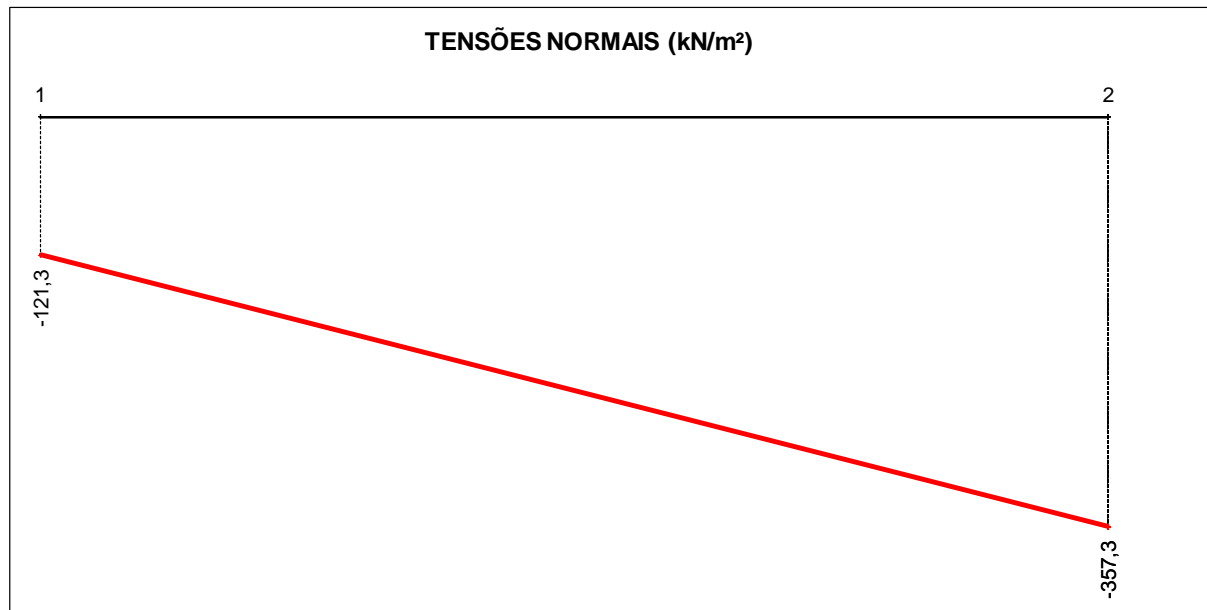
5.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO						
CCN - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - SEM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-1.027,92		-7,41		7.616,89
2	Peso de Concreto Massa	-9.117,84		-2,85		25.985,84
3	Peso de Água à Montante	-493,90		-12,83		6.336,74
4	Empuxo de Água à Montante		3.948,10		-9,37	-36.993,70
5	Subpressão	3.935,40		-4,67		-18.378,32

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-10.145,76	0,00	33.602,73
CCN	-6.704,26	3.948,10	-15.432,55

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m <sup>2</sup> )	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 28,01	-121,29	-357,33

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m <sup>2</sup> )	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	140,95	140,95



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

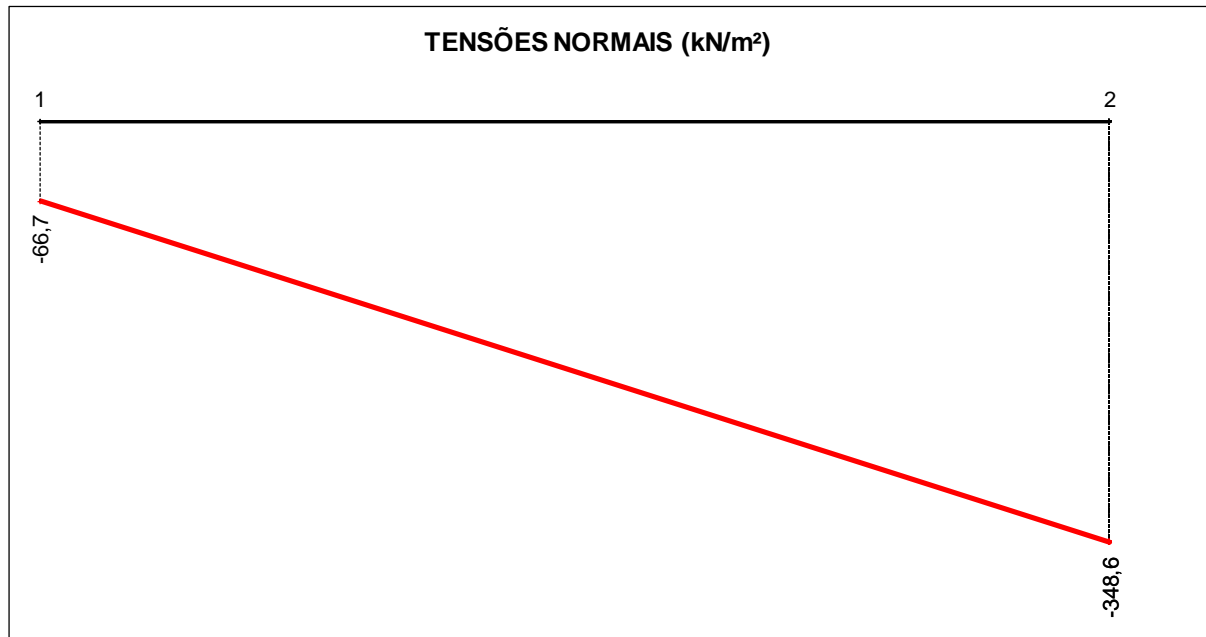
5.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO						
CCE 1 - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - SEM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-1.027,92		-7,41		7.616,89
2	Peso de Concreto Massa	-9.117,84		-2,85		25.985,84
3	Peso de Água à Montante	-540,60		-12,78		6.908,87
4	Peso de Água à Jusante	-174,80		12,24		-2.139,55
5	Empuxo de Água à Montante		4.321,80		-9,80	-42.353,64
6	Empuxo de Água à Jusante		-218,50		-2,20	480,70
7	Subpressão	5.043,20		-2,96		-14.927,87

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-10.145,76	0,00	33.602,73
CCE 1	-5.817,96	4.103,30	-18.428,76

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m <sup>2</sup> )	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 28,01	-66,72	-348,60

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m <sup>2</sup> )	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	146,49	146,49



**Base 100% comprimida**



UHE ITAOCARA I

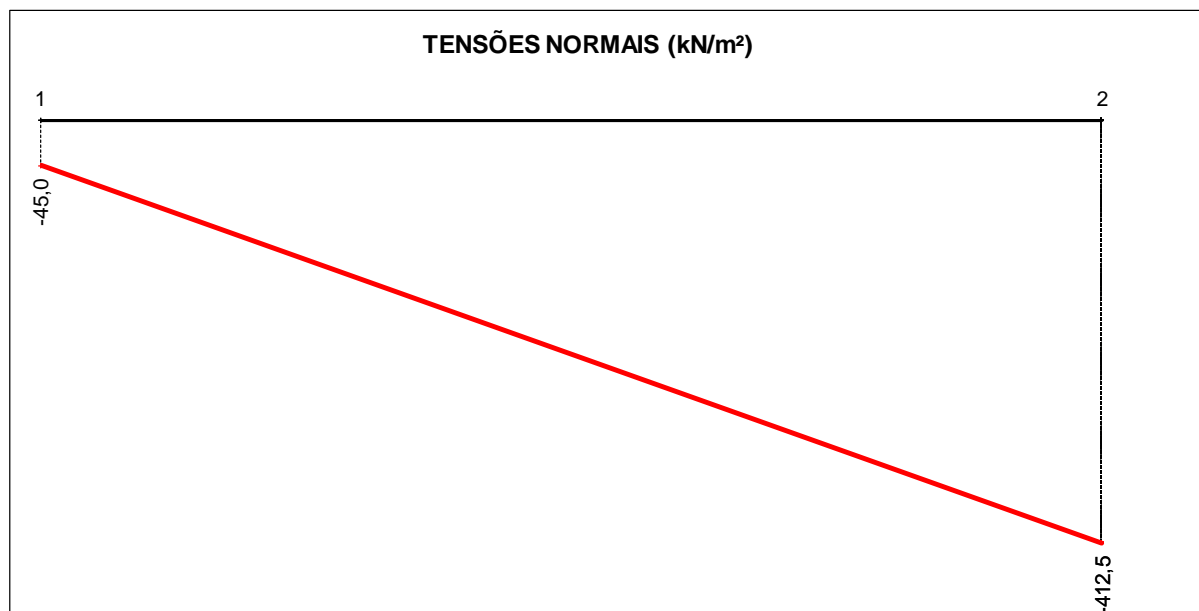
5.3. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO						
CCE 2 - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-1.027,92		-7,41		7.616,89
2	Peso de Concreto Massa	-9.117,84		-2,85		25.985,84
3	Peso de Água à Montante	-493,90		-12,83		6.336,74
4	Empuxo de Água à Montante		3.948,10		-9,37	-36.993,70
5	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal		192,50		-11,28	-2.171,40
6	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	-24,00		-12,60		302,40
7	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		51,40		-18,49	-950,31
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		455,89		-10,03	-4.572,60
9	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	30,84		-7,41		-228,51
10	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	273,54		-2,85		-779,58
11	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	14,82		-12,83		-190,10
12	Subpressão	3.935,40		-4,67		-18.378,32

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-10.145,76	0,00	33.602,73
CCE 2	-6.409,07	4.647,89	-24.022,64

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 28,01	-45,03	-412,46

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 0	165,94	165,94



Base 100% comprimida

  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

UHE ITAOCARA I

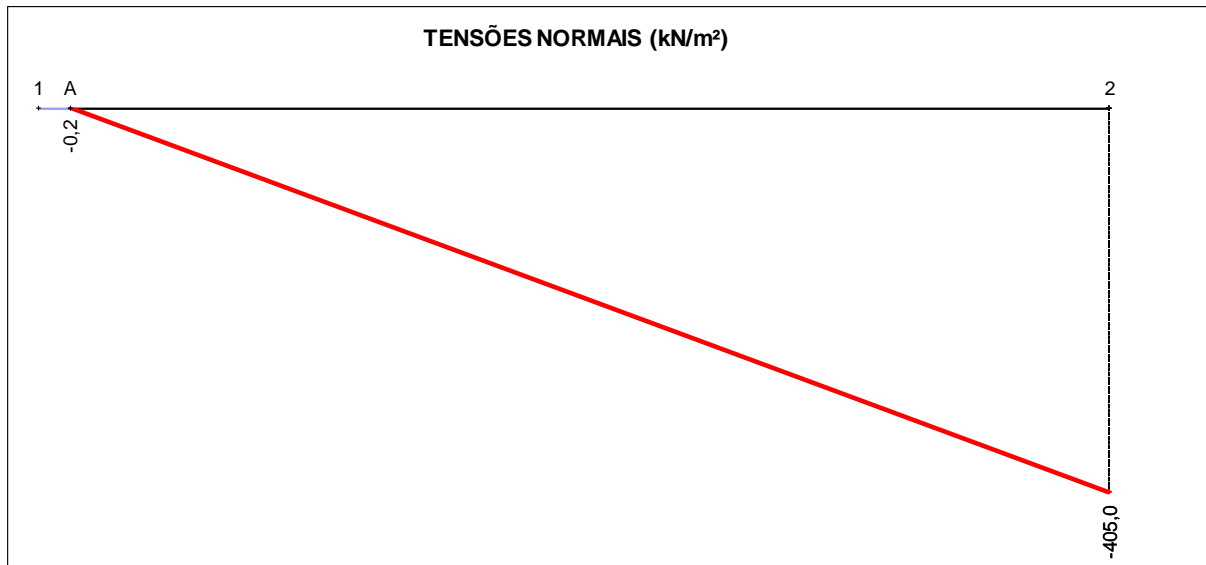
5.4. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL

UHE ITAOCARA I - MURO DE LIGAÇÃO CCL - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO						
CÁLCULO DAS TENSÕES NA BASE						
CARREGAMENTO	ESFORÇO	FORÇA VERTICAL (kN)	FORÇA HORIZONTAL (kN)	EXCENTRIC. X EM RELAÇÃO AO CG (m)	EXCENTRIC. Y EM RELAÇÃO AO CG (m)	MOMENTO EM RELAÇÃO AO CG DA FUNDAÇÃO (kNxm)
1	Peso de Concreto CCV	-1.027,92		-7,82		8.038,33
2	Peso de Concreto Massa	-9.117,84		-3,26		29.724,16
3	Peso de Água à Montante	-540,60		-13,19		7.130,51
4	Peso de Água à Jusante	-174,80		11,83		-2.067,88
5	Empuxo de Água à Montante		4.321,80		-9,80	-42.353,64
6	Empuxo de Água à Jusante		-218,50		-2,20	480,70
7	Subpressão	5.043,20		-3,37		-16.995,58
8	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal		210,70		-11,80	-2.486,26
9	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	-26,40		-12,94		341,62
10	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		51,40		-18,49	-950,31
11	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		455,89		-10,03	-4.572,60
12	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	30,84		-7,82		-241,15
13	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	273,54		-3,26		-891,72
14	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	16,22		-13,19		-213,92
15	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante - Comp. Horizontal		7,10		-2,65	-18,82
16	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante - Comp. Vertical	5,70		11,47		65,38
17	Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	5,24		11,83		62,04

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-10.145,76	0,00	37.762,49
CCL	-5.512,83	4.828,39	-24.949,14

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL (kN/m²)	
j - k		j	k
A - 2	0,82 – 28,01	-0,20	-405,03

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL (kN/m²)	
j - k		j	k
A - 2	0 – 0	177,55	177,55



Base 97,1% comprimida

*J. H. L.*  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D

## 6 COEFICIENTES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS

### 6.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,70	1,30
Tombamento – CST	1,71	1,50
Deslizamento sem Coesão – $CSD_{\phi}$ ( $\phi=40^{\circ}$ )	1,42	1,50
Deslizamento com Coesão – $CSD_C$ ( $\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,90	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

### 6.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,15	1,10
Tombamento – CST	1,49	1,20
Deslizamento sem Coesão – $CSD_{\phi}$ ( $\phi=40^{\circ}$ )	1,19	1,10
Deslizamento com Coesão – $CSD_C$ ( $\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,90	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

### 6.3. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,63	1,10
Tombamento – CST	1,53	1,20
Deslizamento sem Coesão – $CSD_{\phi}$ ( $\phi=40^{\circ}$ )	1,16	1,10
Deslizamento com Coesão – $CSD_C$ ( $\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,66	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

6.4. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,09	1,10
Tombamento – CST	1,35	1,10
Deslizamento sem Coesão – $CSD_{\phi}$ ( $\phi=40^{\circ}$ )	0,96	1,10
Deslizamento com Coesão – $CSD_C$ ( $\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,60	1,00
Área da Base Comprimida	97,1	Resultante dentro da base

7 CONCLUSÃO

A estrutura do Muro de Ligação analisada é estável em todas as verificações, atendendo aos coeficientes de segurança definidos nos Critérios de Projeto da UHE Itaipava I.



---

UHE ITAOCARA I

## **ANEXO A – UHE ITAOCARA I – JUSTIFICATIVA SOBRE ADOÇÃO DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS NA INTERFACE ROCHA/CONCRETO**

## UHE ITAOCARA I – RIO PARAÍBA DO SUL - DIVISA RJ/MG

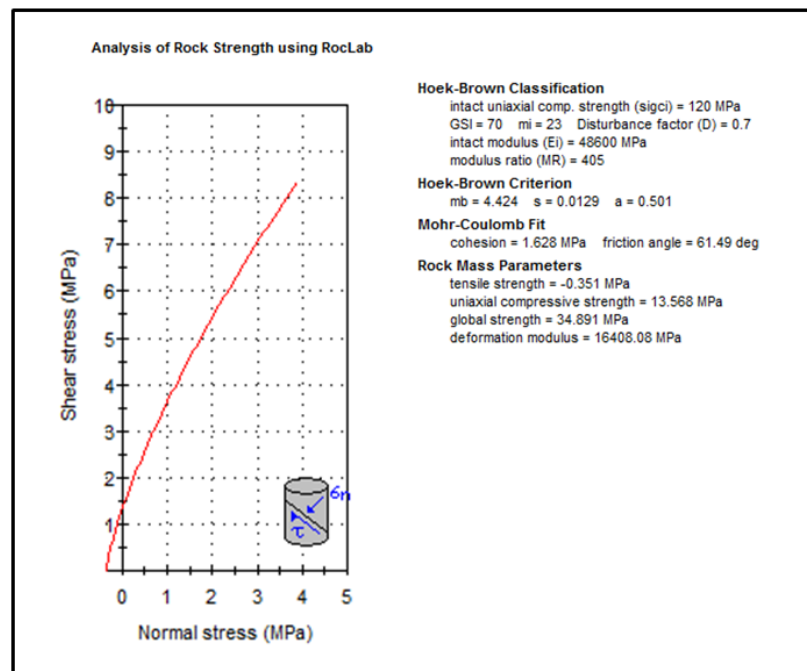
### PARÂMETROS ADOTADOS PARA O MACIÇO ROCHOSO DE FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO (DESCARREGADOR DE FUNDO E CASA DE FORÇA)

O maciço rochoso de fundação, previsto para assentamento das estruturas de concreto da Casa de Força, Tomada de Água e Descarregador de Fundo, é formado por Granitos Gnaisses e Migmatitos da Zona de Cisalhamento do Paraíba do Sul, caracterizado pelos furos de sondagens executados (SR-22 e SR-112), nos locais de construção dessas estruturas.

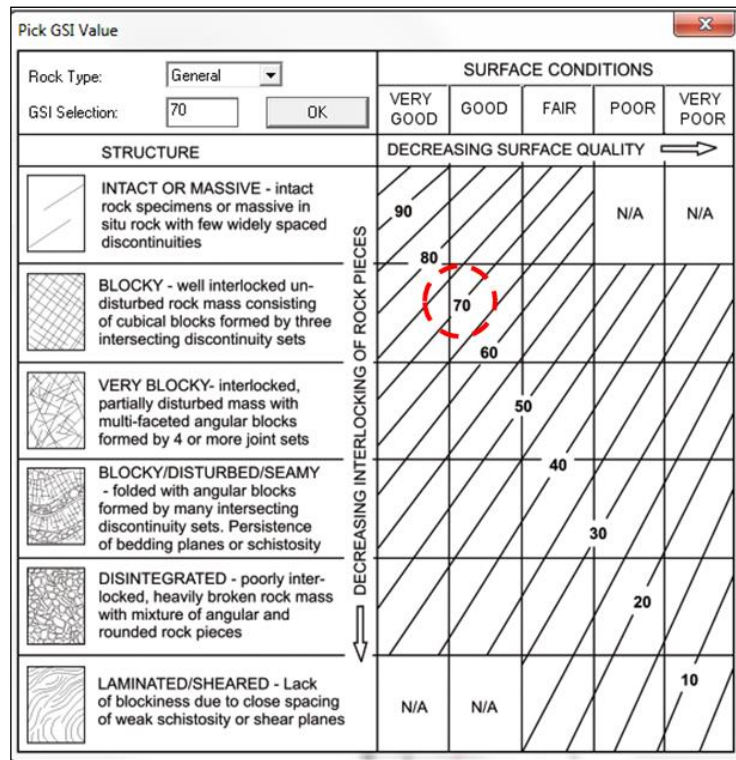
O mesmo é caracterizado por um maciço são, pouco fraturado (F2/F3), levemente alterado a são (A2/A1), muito coerente (C2/C1), cujos valores de RQD ficam entre 70% e 90%, sendo de boa qualidade geomecânica, com índices de GSI variando entre 70 e 80.

Com base nessas informações foi possível estimar os parâmetros de resistência do maciço de fundação através do programa *RocLab* (ver **Figura 1**), considerando-se taludes de escavação com 50 m de altura, como segue abaixo:

- GSI (*Geological Strength Index*) = 70 (ver **Figura 2**);
- $M_i = 23$ ;
- Fator de distúrbio: 0,7 (maciço escavado adequadamente, sem distúrbios)
- Módulo de deformabilidade da rocha intacta; 48.600 MPa
- Resistência a compressão uniaxial: 120 MPa



**FIGURA 1** – Análise de Resistência do Maciço de Fundação esperado para as estruturas de concreto da UHE Itaocara I, utilizando o *software RocLab*.



**FIGURA 2** – Classificação geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação previsto para as estruturas de concreto da Casa de Força e Descarregador de Fundo (Fonte: RocLab, 2007 – Versão 1.031).

Esta análise estimada para o maciço rochoso de fundação apresenta uma coesão de 1,63 MPa e ângulo de atrito de 61,5°. Utilizando-se um fator de minoração de 1,5, os parâmetros estimados para o maciço rochoso passam a valores de  $C_m = 1,0$  MPa e ângulo de atrito  $\phi_m = 41^\circ$ .

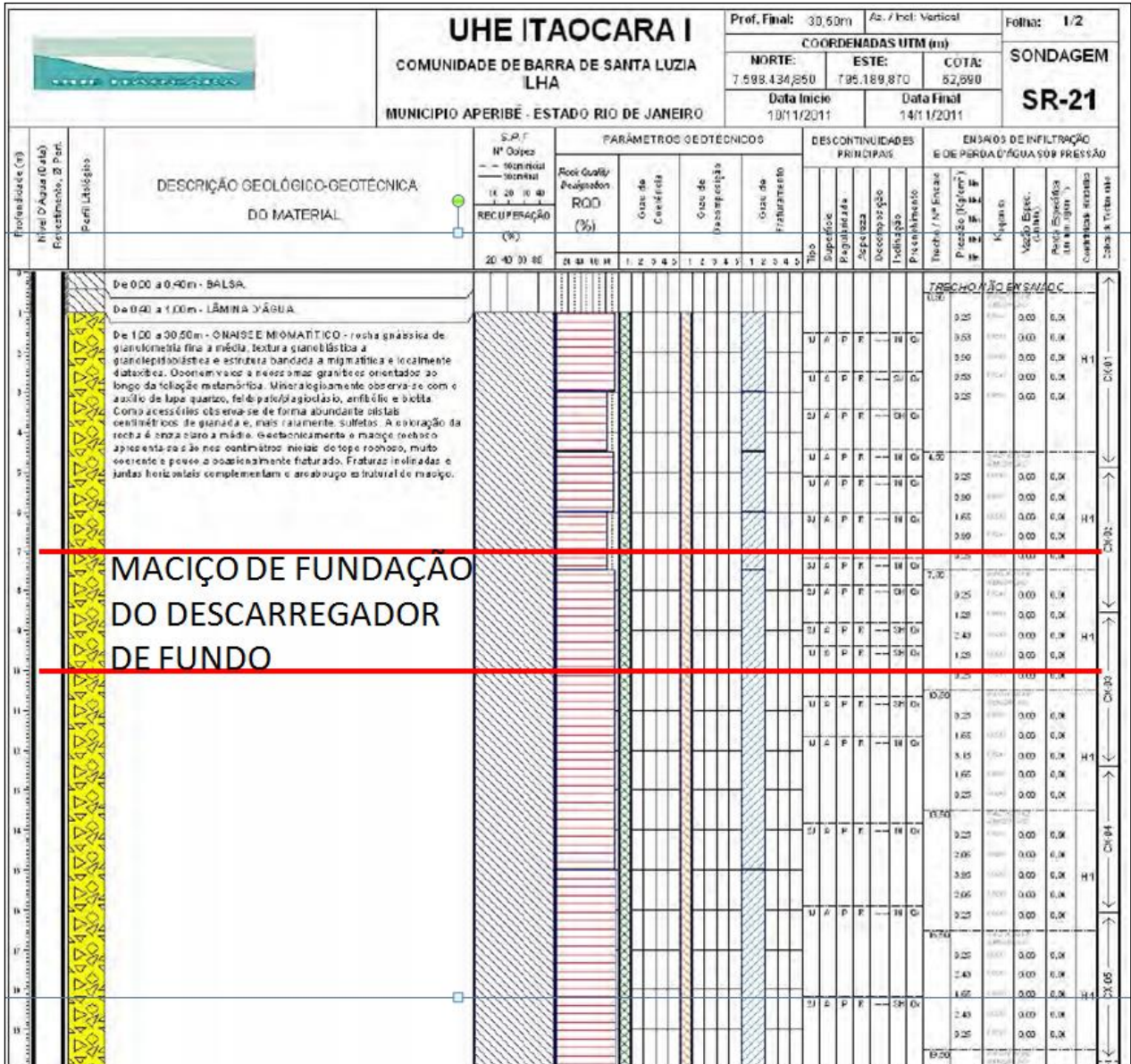
## PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DO CONTATO CONCRETO ROCHA

Com base nos parâmetros estimados no RocLab para o maciço rochoso de fundação e na experiência da Projetista, adquirida em obras similares, foram adotados os seguintes parâmetros de Resistência para a interface concreto X rocha:

- Ângulo de Atrito no contato Concreto x Rocha:  $\phi = 40^\circ$ ;
- Coesão no Contato Concreto Rocha: 400 kPa

Durante as fases posteriores de estudo este cenário de caracterização da fundação deverá ser confirmado através de ensaios e, se necessário, ajustes poderão ser implementados, de forma a retratar as características da superfície de contato.

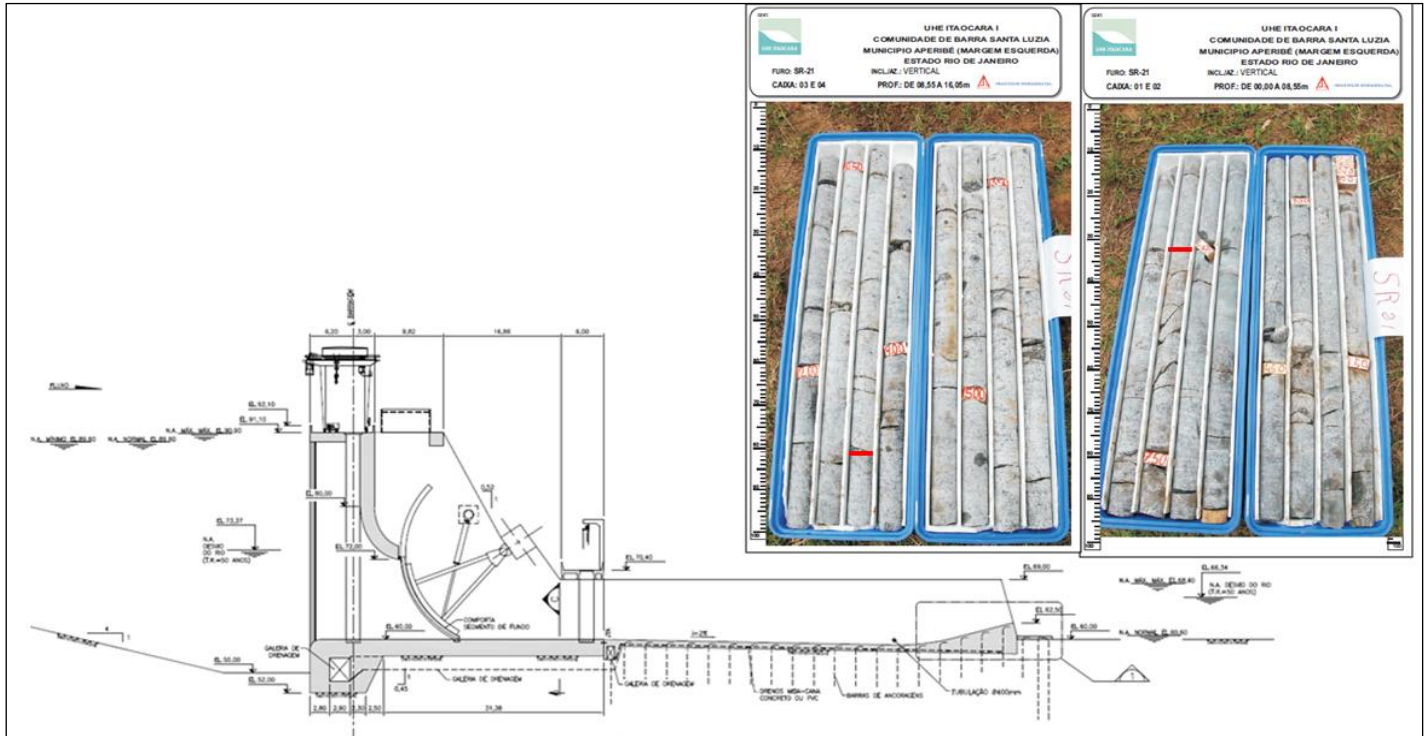
  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D



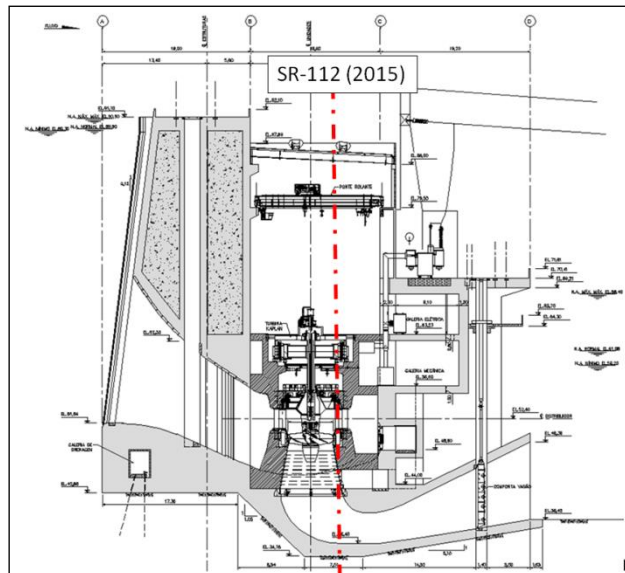
**FIGURA 3** – Log de sondagem do furo SR-21 executado durante a fase de Projeto Básico, comprovando a boa qualidade geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação do Descarregador de Fundo.

**JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES**  
 Resp. Técnico MG-12545/D





**FIGURA 4** – Seção longitudinal típica do Descarregador de Fundo, considerada na Memória de cálculo da estabilidade da estrutura. Os traços vermelhos nas fotos indicam o trecho de maciço rochoso de fundação previsto para assentamento da estrutura.



**FIGURA 5** – Seção longitudinal típica da Tomada de Água/Casa de Força considerada na Memória de cálculo de estabilidade da estrutura.

*J.R.L.*  
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES  
 Resp. Técnico MG-12545/D



**FOTO 1** – Detalhe dos testemunhos da sondagem SR-112 executada sobre o local de implantação da Casa de Força, com 30° de inclinação com a vertical, comprovando a boa qualidade geomecânica e o baixo grau de fraturamento nas elevações de assentamento da estrutura de concreto.

## CRITÉRIOS GEOTÉCNICOS DOS TALUDES DE ESCAVAÇÃO

### Solo Colúvio / Residual (CO/SR):

Talude Inclinado 1,0V:1,5H

Bancadas Altura de até 10,00 m

Bermas de 3,00 m, quando necessário

### Rocha Alterada (RA\*):

Se Altura < 5,00m Talude 1,0V:1,5H

### Rocha Sã (RS):

Talude Vertical

Bancadas Altura de até 10,00 m

Bermas construtivas de 0,50 m

(RA\*): de acordo com as sondagens executadas até o momento, o manto de intemperismo é delgado não havendo quase rocha alterada na área de interesse e/ou as escavações obrigatórias não expõem o mesmo, nos trechos em que a rocha alterada apresenta-se mais espessa.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:**

- USACE (*United States of Army Corps Engineer*); EM-1110-1-2908 – *Rock Foundations*, 1994.
- Rocscience, *RocLab*, 2007 – Versão 1.031.