

**PROJETO BÁSICO
GERAL
CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL**

0	Emissão Final	PCS	RRB	MAI/16
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
PROJETO BÁSICO				
				

UHE ITAOCARA I

Preparado	PCS	Aprov.	Marcelo K. Turqueti	Nº VLB	Rev.
Conferido	RRB		Gerente do Projeto	1530-IT-B-CP-G00-0001	0
Visto	MKT	Aprov.	José H. R. Lopes	Nº do Cliente	Rev.
Data	MAI/16		Resp. Técnico MG-12545/D		

PROJETO BÁSICO
GERAL
CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL

SUMÁRIO

1.	OBJETIVO	4
2.	CRITÉRIOS HIDRÁULICOS	5
2.1	INTRODUÇÃO	5
2.2	NÍVEIS DE ÁGUA.....	5
2.3	VAZÕES.....	5
2.4	RESERVATÓRIO	6
2.5	CRITÉRIO PARA DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS HIDRÁULICAS	8
2.6	DRENAGEM SUPERFICIAL.....	13
3.	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	15
3.1	MATERIAIS	15
3.2	AÇÕES DE PROJETO	15
3.3	CASOS DE CARREGAMENTO.....	19
3.4	SEGURANÇA GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	21
3.5	DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	26
3.6	JUNTAS E REQUISITOS ESPECIAIS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO	31
3.7	INSTRUMENTAÇÃO	32
4.	CRITÉRIOS DE PROJETO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	33
4.1	ATERROS	33
4.2	DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES TÍPICAS DAS BARRAGENS	35
4.3	DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES TÍPICAS DAS ENSECADEIRAS.....	36
4.4	DIMENSIONAMENTO	36
4.5	MAPEAMENTO E DIMENSIONAMENTO DOS TRATAMENTOS	40
4.6	ESCAVAÇÃO	44
4.7	CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS EM ESCAVAÇÕES A CÉU ABERTO	46
4.8	INSTRUMENTAÇÃO	52

5.	ANEXOS.....	53
5.1	ANEXO I – LEGENDA E CONVENÇÕES PARA O MAPEAMENTO DE TALUDES ROCHOSOS E FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS.....	53
5.2	ANEXO II – RMR - SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS .	54
5.3	ANEXO III – ESTIMATIVA E JUSTIFICATIVA PARA ADOÇÃO DOS PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DE FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	55

PROJETO BÁSICO

GERAL

CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL

1. OBJETIVO

O presente documento visa apresentar os Critérios de Projeto das Obras Civis a serem utilizados no dimensionamento, verificações de estabilidade, carregamentos e métodos de cálculo das estruturas da Barragem, Descarregador de Fundo (Desvio do Rio), Tomada de Água, Casa de Força e Área de Montagem da UHE ITAOCARA I, de modo a prever condições para a correta execução do projeto, assim como o bom desempenho e durabilidade das estruturas, sempre considerando os aspectos de segurança, confiabilidade e economia.

Estes critérios são fundamentados nas seguintes fontes:

- Normas Brasileiras da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas - Eletrobrás;
- Normas estrangeiras e teorias complementares:
 - ACI – American Concrete Institute;
 - DIN – Deutsch Industrie Normen;
 - CEB – Comite Europeu du Beton;
 - AISC – American Institute of Steel Construction;
 - USACE – U. S. Army Corps of Engineers;
 - USBR – United States Bureau of Reclamation;
 - NIGAM - P. S. Handbook of Hydro Electric Engineering.
- Observações e experiência de outras usinas projetadas anteriormente pela empresa.

2. CRITÉRIOS HIDRÁULICOS

2.1 INTRODUÇÃO

Os critérios hidráulicos definidos neste capítulo procuram estabelecer os princípios gerais do projeto hidráulico. Servirão de base para a avaliação dos projetos, que deverão, nos seus itens específicos, sugerir as soluções particulares aos critérios gerais aqui definidos, caracterizando e justificando as adaptações e alterações adotadas.

2.2 NÍVEIS DE ÁGUA

2.2.1 Níveis de Água do Reservatório

- N.A MínimoEl. 89,30 m
- N.A NormalEl. 89,60 m
- N.A Máximo Maximorum (Cheia de Projeto = 9.530 m³/s).....El. 90,90 m

2.2.2 Níveis de Água a Jusante da Casa de Força e do Barramento

- N.A Mínimo (Vazão Mínima Turbinada Unitária = 94,32 m³/s).....El. 59,55 m*
- N.A Normal (Máxima Vazão Turbinada = 628,80 m³/s)El. 61,14 m*
- N.A Máximo Maximorum (Cheia de Projeto = 9.530 m³/s).....El. 68,11 m*
- N.A Referente à Vazão Turbina Unitária (314,40 m³/s)El. 60,26 m*

* Ver item 2.4.4

2.3 VAZÕES

2.3.1 Vazões Médias Mensais

A série de vazões naturais médias mensais na UHE ITAOCARA I, para o período de janeiro de 1931 a novembro de 2013, está apresentada no relatório do Projeto Básico e foram definidas de acordo com a Nota Técnica EPE-DEE-RE-062-2045-R0, de 25 de março de 2015.

- Vazão Média de Longo Termo Natural 664,60 m³/s
- Vazão Média de Longo Termo Artificial 495,00 m³/s

2.3.2 Vazões Máximas

Através dos dados da estação fluviométrica Anta (58630002) transferidos para o local do Aproveitamento, calcularam-se as respectivas vazões médias máximas no local. Por fim, foram estimadas as correspondentes vazões instantâneas, utilizando-se o critério de Fuller.

Período Completo – Ano Hidrológico:

- Vazão Máxima correspondente ao TR 2 anos..... 2.495 m³/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 5 anos..... 3.392 m³/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 10 anos..... 3.986 m³/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 25 anos..... 4.736 m³/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 50 anos..... 5.293 m³/s

UHE ITAOCARA I

- Vazão Máxima correspondente ao TR 100 anos..... 5.846 m³/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 1.000 anos..... 7.671 m³/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 10.000 anos..... 9.493 m³/s

2.3.3 Cheia de Projeto do Descarregador de Fundo

Para o dimensionamento do Descarregador de Fundo, será considerada a cheia instantânea diária de 9.530 m³/s, apresentada no Edital do Leilão, aprovado pela Resolução ANA nº 1404 de 26 de novembro de 2013, com nível de água a montante na El. 90,90 m.

Critérios:

- Vazão Máxima correspondente ao TR 10.000 anos..... 9.530 m³/s
- N.A Máximo Maximorum a Montante El. 90,90 m

2.3.4 Cheia de Projeto da Casa de Força

O mesmo critério adotado para o dimensionamento do Descarregador de Fundo (cheia decamilenar) será contemplado no dimensionamento da Casa de Força.

Critérios:

- Vazão Máxima de Projeto 9.530 m³/s
- N.A Máximo Maximorum a Jusante..... El. 68,11 m*
- “Deck” com Borda Livre Mínima em relação ao NA Máximo Maximorum 1,00 m

* Ver item 2.4.4

2.3.5 Vazões de Desvio

As vazões de desvio foram definidas com base nos resultados dos estudos de frequência de cheias anuais e mensais apresentadas no relatório do Projeto Básico.

Dessa maneira, as vazões que serão adotadas para as diversas fases do desvio e os tempos de recorrência correspondentes são as seguintes:

Desvio de 1ª fase – Rio passando pelo braço direito da ilha Serena:

- Vazão Máxima correspondente ao TR 50 anos..... 5.293 m³/s

Desvio de 2ª fase – Rio passando pelos vãos do Descarregador de Fundo:

- Vazão Máxima correspondente ao TR 50 anos..... 5.293 m³/s

2.4 RESERVATÓRIO

2.4.1 Curvas Cota x Área e Cota x Volume

As curvas cota x área e cota x volume do reservatório da UHE ITAOCARA I estão apresentadas no relatório de Revisão dos Estudos do Projeto Básico.

2.4.2 Borda Livre

A borda livre da barragem será calculada de acordo com o dimensionamento mínimo previsto pelo "Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas" (2003), da Eletrobrás, a partir dos seguintes critérios:

- Borda Livre Normal
 - Barragem de Terra ou Enrocamento 3,0 m
 - Barragem de Concreto 1,5 m
- Borda Livre Mínima (Aplica ao Nível Máximo Maximorum)
 - Barragem de Terra ou Enrocamento 1,0 m
 - Barragem de Concreto 0,5 m

2.4.3 Vida Útil

Os estudos de vida útil do reservatório serão efetuados com base nos critérios estabelecidos pelo U. S. Bureau of Reclamation e apresentados no Apêndice H da publicação "Design of Small Dams".

2.4.4 Curva-Chave do Canal de Fuga

A curva-chave do canal de fuga utilizada, que define os níveis de jusante, é aquela apresentada nos estudos de Projeto Básico elaborados em 2014 pela SPEC, representada pela equação a seguir:

$$NA = - 4,2292500E-15*Q^4 + 9,8309900E-11*Q^3 - 8,2695100E-07*Q^2 + 3,5459300E-03*Q + 59,2205$$

Sendo:

NA = nível de água, m;

Q = vazão, m³/s;

Esta curva-chave será aferida através de modelagem matemática bidimensional com o provimento de informações topobatimétricas e hidrométricas, podendo alterar os níveis de jusante durante a operação e níveis durante as etapas construtivas.

Metodologia:

Para a modelagem do rio Paraíba do Sul, utilizar-se-á o programa hidrodinâmico River 2D, desenvolvido pela Universidade de Alberta, que utiliza o Método dos Elementos Finitos para solução das equações de Saint-Venant na forma conservativa.

Os dados utilizados para aferição da curva-chave no local de interesse serão medições de descarga líquida realizadas nos locais de interesse. Estas medições hidrométricas fomentarão a calibragem dos níveis obtidos da aplicação da simulação matemática na base topobatimétrica a ser fornecida.

2.4.5 Estudo de Remanso

Metodologia:

Para a modelagem do reservatório e caracterização do remanso resultante utilizou-se o programa HEC-RAS – River Analysis System, que utiliza o “Standard Step Method”, desenvolvido pelo U.S. Army Corps of Engineers (1997).

Seções Utilizadas:

Ao todo foram utilizadas 17 (dezessete) seções na modelagem, obtidas da seguinte forma: 3 (três) seções topobatimétricas levantadas na região do eixo do barramento, sendo uma no eixo do barramento, quatro a jusante do eixo e doze a montante, na região do reservatório.

CrITÉrios:

- Manning Leito do Rio $n = 0,033 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
- Manning Margem do Rio $n = 0,033 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
- Condição de Contorno de Jusante Curva de Descarga do Descarregador

Vazões Simuladas:

- Vazão Média de Longo Termo Artificial $664,60 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão Máxima correspondente ao TR 25 anos $4.736 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão Máxima correspondente ao TR 50 anos $5.293 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão Máxima correspondente ao TR 100 anos $5.846 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão Máxima correspondente ao TR 1.000 anos $7.671 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão Máxima correspondente à Cheia de Projeto $9.530 \text{ m}^3/\text{s}$

2.5 CRITÉRIO PARA DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS HIDRÁULICAS

2.5.1 Circuito Hidráulico de Geração

2.5.1.1 Geral

O dimensionamento do Circuito Hidráulico de Geração que proporcione uma potência instalada mínima de 150,00 MW.

- Vazão Mínima Turbinada Unitária (Vazão de Corte = 30%) $92,32 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão Turbinada Unitária $314,40 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão Turbinada Total $628,80 \text{ m}^3/\text{s}$

2.5.1.2 Tomada de água

Geometria

A geometria da Tomada de Água será estabelecida de modo a prover uma aceleração progressiva e gradual do escoamento afluente, evitando os fenômenos de separação do escoamento e minimizando as perdas de carga.

Para o cálculo da seção necessária de escoamento na entrada, deverá ser considerada a área de obstrução devido às grades de proteção, assim como as áreas dos pilares e vigas de apoio.

A velocidade máxima aceitável será de 1,50 m/s, considerada a área remanescente da obstrução devido às grades de proteção.

Na seção das comportas, a velocidade máxima não deverá ultrapassar 4,00 m/s.

Submergência

A submergência mínima da tomada d'água deve ser calculada conforme critério atualizado por J.L.Gordon em 1991, constante da publicação "Hydropower Engineering Handbook", J.S.Gulliver, USA.

A expressão para o cálculo da submergência mínima, em relação do lintel da comporta ensecadeira, é definida pela seguinte equação:

$$S_{\min} = 0,55 \times V \times h^{0,5} \times (1 + 0,5 \times \sin A + \sin B)$$

Onde:

S_{\min} = submergência mínima em relação ao lintel da comporta, m;

V = velocidade na comporta, m/s;

h = altura da comporta ensecadeira, m;

A = ângulo horizontal entre o sentido do fluxo no reservatório (na aproximação ao barramento) e o eixo horizontal da Tomada de Água;

B = ângulo vertical do eixo do conduto em relação a horizontal, logo após a comporta.

A elevação máxima do lintel da comporta será definida pela cota do nível de água mínimo normal do reservatório subtraído do valor de S_{\min} .

Vibração nas Grades

A seção e o afastamento das barras das grades de proteção da Tomada de Água serão dimensionados para atender à defesa das máquinas quanto ao engolimento de corpos estranhos, sem descuidar, entretanto, dos aspectos ligados à perda de carga. Para tal, o dimensionamento das grades atenderá as recomendações constantes das bibliografias United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Turbines and Pumps, Design Standard nº 6 e Levin, L, Formulaire des conduites forcés.

O escoamento, ao passar através das grades, provoca vibrações sucessivas e alternadas, cuja frequência deverá ser inferior a 1/3 da frequência natural das barras, a fim de se evitar fenômenos de ressonância, que provocam vibrações e podem levar à destruição das grades.

2.5.1.3 Perda de carga

As perdas de carga do Circuito de Geração serão avaliadas segregando-se as perdas em componentes localizadas e distribuídas, sendo as primeiras relativas aos locais onde ocorre mudança de direção ou de velocidade do escoamento, como entradas, curvas e reduções, enquanto que as perdas distribuídas referem-se ao atrito entre o escoamento e as paredes dos túneis, canais e condutos.

No cálculo das perdas de cargas do circuito de geração, os coeficientes de perdas de carga e os métodos utilizados devem ser baseados em valores e metodologias aceitos pela comunidade científica, utilizando referências bibliográficas consagradas. Os valores dos coeficientes de perda de carga e a metodologia de cálculo devem ser submetidos e aceitos pela CONTRATANTE.

Critérios:

Para as perdas contínuas será utilizada a formulação de Manning-Strickler, utilizando-se rugosidades equivalentes aos seguintes coeficientes de *manning*:

$$\Delta H = \left(\frac{n \times V}{R_h^{2/3}} \right)^2 \times L$$

- Trecho Escavado em Rocha (Canal de Fuga)..... n = 0,033 m^{-1/3}s
- Trecho Concreto n = 0,014 m^{-1/3}s
- Trecho Conduto Forçado n = 0,012 m^{-1/3}s

Para as perdas localizadas será utilizada a seguinte formulação:

$$\Delta H = k \times \left(\frac{V^2}{2 \times g} \right)$$

Todos os coeficientes de “perda de carga localizada” são calculados com base em livros de hidráulica, com cálculos e testes específicos para esta área. Utilizando-se como referência principal: IDEL'CIK, I. E., *Mémento des Pertes de Charge - Coefficients de perte de charge singulières et de pertes de charge par frottement* (Paris, 1969).

2.5.1.4 Canal de fuga

A geometria do canal de fuga será definida visando restituir adequadamente as vazões turbinadas à calha natural, cuidando-se da minimização das perdas por atrito do escoamento.

Quando esse canal é escavado em rocha, seu dimensionamento hidráulico deverá ser realizado procurando-se reduzir sua escavação, sem, no entanto, provocar aumento das perdas de carga.

Conforme preconizado nos Critérios e Diretrizes de Projeto da ELETROBRÁS, o escoamento ao longo do canal de fuga, para a vazão turbinada total, deverá ser sempre laminar, com velocidade baixa ($V < 2$ m/s).

No cálculo da perda de carga do circuito de geração, serão computadas as perdas de carga do canal de fuga, obtidas através do cálculo de remanso.

Critérios:

- Manning para Escavação em Rocha.....n = 0,033 m^{-1/3}s
- Velocidade Máxima (Critérios e Diretrizes de Projeto - ELETROBRÁS)..... 2,00 m/s
- Vazão Turbinada Total..... 628,80 m³/s
- Curva-Chave Canal de Fuga*
 - NA = - 4,2292500E-15*Q⁴ + 9,8309900E-11*Q³ - 8,2695100E-07*Q² + 3,5459300E-03*Q + 59,2205

* Ver item 2.4.4

2.5.2 Descarregador de Fundo

2.5.2.1 Geral

O Descarregador de Fundo será projetado de maneira a conduzir as vazões de cheia de projeto, restituindo-as a jusante em condições de segurança e sem perturbações de nível prejudiciais à operação da usina.

2.5.2.2 Capacidade de descarga

Enquanto as extremidades de montante e jusante não se encontram submersas, calcula-se a capacidade de descarga como um canal retangular, podendo-se reproduzir os cálculos com a ferramenta do programa *HEC-RAS – River Analysis System*, que utiliza o “*Standard Step Method*”, desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (1997).

A partir do instante que a vazão afluente supera a capacidade de abertura das comportas, ocasionando assim a elevação do nível a montante, a capacidade de descarga é definida pela equação:

$$Q = C_c A \sqrt{2gH'}$$

Sendo:

- Q = Capacidade de descarga do descarregador (m³/s);
- C_c = Coeficiente de contração (adimensional);
- A = Área do vão do descarregador (m²);
- H' = Carga atuante (m).

2.5.2.3 Coeficientes de descarga

Segundo Henderson (1966), a contração pode ser calculada sabendo-se o ângulo θ (radianos) que a reta tangente ao ponto final da comporta ou do peito de pombo faz com a horizontal. O coeficiente de contração é calculado por:

$$C_c = 1 - 0,75 \theta + 0,36 \theta^2$$

2.5.2.4 Dissipação de energia

Para a definição da estrutura dissipadora de energia, os estudos considerarão os aspectos de segurança e desempenho operacional observando-se as imposições de ordem geológico-geotécnicas inerentes ao local previsto para a sua implantação.

Para as cheias mais frequentes, a energia do escoamento deve ser adequadamente dissipada de modo a minimizar danos a jusante e formação de barras na restituição.

2.5.3 Desvio do Rio

2.5.3.1 Fechamento do rio

A cota de implantação das obras de desvio (ensecadeiras) será definida de modo a limitar o desnível por ocasião do fechamento do rio em um valor compatível com o método de fechamento previsto. Para fechamento por diques de enrocamento em ponta de aterro, será considerada a subdivisão possível do desnível total. A dimensão do enrocamento para a operação de fechamento do rio (em ponta de aterro) será estimada através da expressão de Isbash. A borda livre mínima nas ensecadeiras será de 1,0 m.

2.5.3.2 Controle do fluxo após o desvio

O Descarregador de Fundo será projetado de maneira a conduzir as vazões de desvio, restituindo-as a jusante em condições de segurança e sem perturbações de nível prejudiciais às construções da obra na etapa de desvio.

As estruturas de Tomada e Controle utilizadas para o fechamento final serão compactas, aceitando-se variações de formas mais abruptas e curvaturas mais pronunciadas do que em Tomadas de Água convencionais.

2.5.3.3 Estabilidade de enrocamento

A dimensão dos enrocamentos de proteção para revestimento de canais ou para construção dos diques de fechamento em água corrente será definida, em princípio, com base na fórmula de Isbash.

$$V = 1,2 \times \sqrt{2 \times g \times \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \times \sqrt{D}}$$

Onde:

- V = velocidade limite do escoamento junto à cabeça do dique, em m/s;
- $V = (2g \Delta h)^{1/2}$ - velocidade da água devido ao desnível, em m/s;
- Δh = desnível na seção estrangulada pelo dique, em m;
- γ_s = peso específico da rocha;
- γ = peso específico da água;
- $D = \sqrt[3]{\frac{6 \times W}{\pi \times \gamma_s}}$ = diâmetro equivalente do bloco da rocha, em m;
- W = peso do bloco.

Na fase de Consolidação do Projeto Básico, os estudos serão calcados na fórmula acima ou nas considerações e ábacos apresentados na folha 712-1 do Hydraulics Design Criteria Ref.(3).

2.6 DRENAGEM SUPERFICIAL

2.6.1 Introdução

O projeto de drenagem superficial tem por objetivos principais estimar a vazão produzida por precipitações pluviiais, prever a captação do escoamento superficial, a condução das águas precipitadas adequadamente e a previsão do seu lançamento em corpo receptor, controlando ou minimizando possíveis problemas de erosão.

O projeto de drenagem também deverá contemplar surgências de águas de fundação ou de percolação do maciço.

2.6.2 Metodologias para Determinação das Vazões de Projeto

A metodologia utilizada no cálculo das vazões de projeto deverá ser baseada em bibliografias consagradas e aceitas pela comunidade científica, devendo ser submetida para aceitação da contratante.

Sugere-se a adoção do Manual de Drenagem de Rodovias e do Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem, elaborados pelo Departamento Nacional de Infra Estrutura de Transporte (DNIT).

2.6.3 Período de Retorno e Critérios de Segurança

Para o dimensionamento das estruturas de drenagem, a determinação da chuva de projeto deverá ser efetuada para os períodos de retorno iguais ou superiores aos apresentados na Tabela, na coluna “dimensionamento”. Após o dimensionamento da estrutura e a adoção da borda livre, a estrutura deverá ser verificada com período de retorno da coluna “verificação”, sem que esta apresente problemas de extravasamento, de galgamento ou de carga excessiva a montante.

Tabela 2.1 - Períodos de Retorno a Serem Adotados em Função do Tipo da Estrutura de Drenagem

Estrutura de Drenagem	Período de Retorno (anos)	
	Dimensionamento	Verificação
Sarjetas, canaletas, valetas	10	10
Escadas de drenagem	10	25
Galerias, poços de visita	10	25
Bueiros Ad \leq 1,0 km ²	25	50
Bueiros Ad $>$ 1,0 km ²	50	100

Estrutura de Drenagem	Período de Retorno (anos)	
	Dimensionamento	Verificação
Canais, Vãos de Pontes	100	250

2.6.4 Chuva de Projeto

A chuva de projeto será obtida através da equação de chuvas intensas da cidade de Itaperuna/RJ (Pruski *et al.*, *apud* Festi), conforme equação que segue:

$$i = \frac{4999,882 * TR^{0,196}}{(t + 34,462)^{0,986}}$$

Onde:

- i = intensidade média da chuva crítica, em mm/min;
- t = tempo de duração da chuva, em minutos;
- TR = período de retorno, em anos.

Tempo de concentração

O tempo de duração da chuva para uma pequena bacia hidrográfica geralmente é considerado igual ao tempo de concentração dessa bacia e pode ser calculada pela fórmula de Kirpich:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Onde:

- t_c = tempo de concentração da bacia, em minutos;
- L = extensão do talvegue do ponto mais extremo da bacia até a seção considerada, em km;
- H = diferença de altitude entre o ponto extremo da bacia e a seção considerada, em metro.

Para bacias de drenagem de grandes dimensões, onde o tempo de concentração “ t_c ” é maior que 2 horas, a bacia deve ser subdividida em linhas isócronas (igual tempo de concentração).

3. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Concreto

Os concretos convencionais destinados às diversas partes das estruturas serão classificados de acordo com a resistência característica (fck) e de acordo com sua idade de controle. Estas classes estão definidas no Documento “Especificação Técnica – Obras Civis 1530-IT-B-ET-G10-0001”.

3.1.2 Aço

Aço para Concreto Armado

As barras de aço para armadura de concreto obedecerão às especificações normativas brasileiras, em particular a NBR 7480/85 – Barras e Fios de Aço Destinados a Armadura para Concreto Armado.

Será utilizado, em todas as estruturas de concreto armado, o aço CA-50 com coeficiente de conformação superficial $\eta \geq 1,5$. Salvo em conveniência prática, poderão ser utilizadas barras lisas de aço CA-25.

Aço para Estruturas Diversas

Os aços projetados para estruturas metálicas e peças metálicas deverão estar conforme as prescrições das normas brasileiras da ABNT aplicáveis, ou das normas americanas AISC, ASME e ASTM, quando for o caso.

3.1.3 Outros Materiais

No caso da previsão de uso de outros materiais, tais como alumínio, madeira, plásticos e borrachas serão adotadas as prescrições das normas brasileiras da ABNT e, quando estas forem omissas, de outras normas estrangeiras de reconhecimento internacional.

3.2 AÇÕES DE PROJETO

3.2.1 Geral

Os carregamentos dos diversos elementos estruturais serão definidos em função das cargas permanentes e acidentais atuantes.

As cargas temporárias originárias dos métodos construtivos, cargas de equipamentos ou estruturais adjacentes poderão ter seus valores estimados até que sejam disponíveis os valores finais.

3.2.2 Cargas Permanentes

No cálculo do peso próprio serão adotados, na falta de determinação experimental, valores característicos dos pesos específicos indicados na Tabela abaixo.

Tabela 3.1 - Peso Específico de Alguns Materiais

Material	Peso Específico
Água	10 kN/m ³
<u>Materiais Diversos</u>	
Concreto armado	24 kN/m ³ (*)
Concreto massa	24 kN/m ³
Aço	78,5 kN/m ³
Madeira	10 kN/m ³
Alvenaria de tijolos rebocada	18 kN/m ³
Revestimentos em geral	22 kN/m ³
<u>Rochas</u>	
Gnaise	26 kN/m ³
<u>Aterros</u>	
Enrocamento compactado	20 kN/m ³
Enrocamento lançado	20 kN/m ³
Enrocamento submerso	10 kN/m ³
Solo compactado seco	17 kN/m ³
Solo compactado úmido	18 kN/m ³
Solo lançado	18 kN/m ³
Solo submerso	8 kN/m ³

(*) Para dimensionamento estrutural, quando o peso próprio da estrutura for uma carga desfavorável, o peso específico para o concreto armado será considerado igual a 25 kN/m³

3.2.3 Empuxo Hidrostático

Na avaliação do empuxo hidrostático a montante, devem ser considerados os níveis possíveis d'água influenciados pelo reservatório, enquanto que, a jusante os níveis d'água a serem considerados são influenciados pelas condições hidráulicas de jusante.

3.2.4 Subpressões em Fundações e Seções de Concreto

Introdução

Para a avaliação da subpressão, no contato concreto-fundação serão consideradas as condições de percolação pela fundação diretamente influenciadas pela condição geológica e pelos elementos de impermeabilização e de drenagem projetados, com as eficiências que lhes caibam atribuir nas posições adotadas e intensidades empregadas.

Critério de Subpressões no Contato Concreto-Fundação

- Diagrama de subpressão será sempre considerado atuante em 100% da superfície e nas diferentes hipóteses de carregamento.
- No pé de montante e de jusante as subpressões são dadas pelas colunas d'água medidas pelos níveis d'água de montante e de jusante, até o plano de contato do concreto com a fundação.
- Caso haja a previsão de Galeria de Drenagem com sistema de drenos de fundação, a altura de subpressão na linha dos drenos é igual à coluna de água correspondente ao nível de jusante acrescido de 1/3 da diferença entre as pressões de água de montante e de jusante, isto é:

$$H_d = H_j + (H_m - H_j) / 3$$

Onde:

- H_d - altura da subpressão na linha de drenos, em m;
- H_j - altura do nível de água a jusante, em m;
- H_m - altura do nível de água a montante, em m.

- Se o piso da galeria estiver situado acima do nível de água de jusante, a pressão na linha de drenos será calculada como se o nível de jusante coincidissem com o piso da galeria.
- Caso seja considerados drenos inoperantes, a pressão varia linearmente entre os valores de H_m e H_j , definidos e localizados nas mesmas condições do item anterior.
- A distância "d" da extremidade de montante da estrutura até a linha de drenos não deverá ser menor do que 8% da altura hidrostática máxima de montante ($d > 8\%$ de H_m).

Critério de Subpressão em Planos Inferiores ao Contato Concreto-Fundação

Aplicam-se os mesmos critérios referentes à superfície de fundações contínuas, com particular cuidado no tocante às condições hidrogeológicas de alimentação e descarga.

3.2.5 Pressão Intersticial (no Concreto)

Na determinação da pressão intersticial (pressão de poro), será considerado um diagrama de pressões variando linearmente na seção em análise, entre os valores correspondentes às pressões hidrostáticas nas duas extremidades desta seção. A pressão será admitida constante nas regiões onde ocorrerem tensões de tração superior a tensão de tração admissível no concreto. A pressão intersticial será aplicada na totalidade da seção analisada.

3.2.6 Empuxo de Terraplenos

As pressões horizontais exercidas contra os paramentos, muros ou paredes pelo solo ou enrocamento serão calculadas pelos processos correntes em função dos ângulos de atrito fixados a seguir:

Solo:

- ângulo de atrito interno: a ser definido em cada caso;
- ângulo de atrito no contato com paramento: zero.

Enrocamento em rocha sã, pouco alterada:

- ângulo de atrito: 45°;
- ângulo de atrito no contato com paramento: zero.

Enrocamento em rocha muito alterada:

- ângulo de atrito: 40°;
- ângulo de atrito no contato com paramento: zero.

3.2.7 Ações Hidrodinâmicas

Serão considerados os carregamentos provenientes de:

- Operações de abertura / fechamento de válvulas e comportas;
- Operação das turbinas;
- Sobrelevação da pressão hidrostática nos condutos forçados;
- Pressões hidráulicas, devido ao escoamento, nas paredes laterais do Descarregador de Fundo, transições convergentes ou divergentes.

3.2.8 Ações Devidas ao Vento

Para as forças de vento em geral, deve ser considerada, onde aplicável, a norma da ABNT (NBR-6123), suplementada, sempre que necessário, por outras normas autorizadas.

3.2.9 Ações Acidentais

Ações Acidentais Uniformemente Distribuídas

A lista a seguir apresenta as ações a serem adotadas:

- Área de montagem..... 60 kN/m²
- Piso dos geradores 50 kN/m²
- Oficinas 25 kN/m²
- Depósito de óleo 25 kN/m²
- Piso dos transformadores 25 kN/m²
- Galerias da casa de força 15 kN/m²
- Sala de bateria e controle 15 kN/m²
- Demais depósitos..... 15 kN/m²
- Escritórios e escadas 5 kN/m²
- Carregamento mínimo (exceto cobertura) 5 kN/m²
- Cobertura não sujeita a carregamento especial 1 kN/m²

Ações Acidentais Móveis

O dimensionamento de estruturas sujeitas a carregamentos móveis seguirá as orientações das normas da ABNT.

Para ponte rolante e guindastes, além dos esforços provenientes do peso próprio e dos carregamentos previstos, na ausência de informações de fabricantes deverão ser considerados:

- Esforço lateral de tração 10% capac. nominal + peso do *trolley*
- Esforço longitudinal de tração 15% da carga estática máxima
- Esforço vertical máx. (estático) 1,4 vezes a capacidade
- Esforço vertical máx. (dinâmico) 1,2 vezes a capacidade

3.2.10 Retração do Concreto e Efeito de Temperatura

A fim de controlar o efeito da variação da temperatura e da retração deverão ser adotadas medidas especiais, tais como: colocação de armadura mínima, disposição adequada de juntas de contração e de construção e utilização de métodos apropriados de mistura, lançamento e cura do concreto. Estas medidas poderão ser adotadas isoladamente ou combinadas entre si.

Na avaliação dos esforços devido à variação de temperatura e da retração, nas estruturas de concreto, adotar-se-ão os seguintes valores:

- Variação de temperatura em peças esbeltas e em peças externas expostas: 15°C
- Efeitos de retração e de temperatura em elementos estruturais maciços > 70cm: - 7,5°C
- Coeficiente de dilatação térmica do concreto: $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.

3.3 CASOS DE CARREGAMENTO

Os seguintes casos de carregamentos devem ser considerados nos estudos de estabilidade e respectivos cálculos dos esforços internos (tensões).

3.3.1 Caso de Carregamento Normal (CCN):

Corresponde a todas as combinações de cargas possíveis durante a operação normal e manutenção de rotina, sob condições hidrológicas médias.

Deverá incluir as seguintes ações:

- Cargas permanentes, cargas de aterro, reaterro e assoreamento;
- Ações devidas à variação de temperatura e retração;
- Pressões hidrostáticas devidas ao N.A. máximo normal do reservatório e o N.A. de jusante, máximo normal e mínimo normal;
- Subpressões devidas aos níveis d'água admitidos no reservatório e a jusante;
- Cargas hidrodinâmicas devidas à descarga de projeto em estruturas condutoras de água e dissipadores de energia;
- Cargas acidentais nas situações e distribuições mais desfavoráveis para cada estrutura, devidas à operação normal do equipamento;
- Ações devidas ao vento.

3.3.2 Caso de Carregamento Excepcional (CCE):

Corresponde a algumas combinações de cargas possíveis de existir em condições excepcionais, entretanto com pouca probabilidade de ocorrência durante a operação e trabalhos principais de manutenção.

Serão consideradas:

Cargas permanentes, cargas de aterro, reaterro e assoreamento.

- Pressões hidrostáticas e subpressões devidas aos níveis d'água da cheia de projeto no reservatório e a jusante da estrutura;
- Cargas dinâmicas devidas à operação de emergência de equipamento permanente e efeito sísmico;
- Quaisquer cargas excepcionais ou infrequentes.

3.3.3 Caso de Carregamento Limite (CCL):

Corresponde a algumas situações de carregamento com baixa probabilidade de ocorrência.

Neste caso de carregamento, serão feitas combinações considerando a ocorrência de mais de uma ação excepcional ocorrendo simultaneamente com as demais ações correspondentes ao Caso de Carregamento Normal.

As ações excepcionais a serem adotadas serão as mesmas do Caso de Carregamento Excepcional.

3.3.4 Casos de Carregamento de Construção (CCC):

Correspondem às combinações possíveis de carregamento dos equipamentos de construção, cargas temporárias para a instalação e montagem de equipamentos e operação de estruturas incompletas.

Pressupõe-se neste caso as condições de carregamento que poderão ocorrer anteriormente ao período de funcionamento da Obra como um todo, não se referindo exclusivamente à construção da estrutura em si.

Os dados específicos sobre as condições de carregamento de construção, para cada estrutura em particular, serão definidos durante o desenvolvimento do projeto, na medida em que forem sendo conhecidos os elementos necessários sobre os métodos construtivos e de instalações a serem utilizados.

A seguinte relação de condições de carregamentos de construção tem caráter genérico, devendo ser analisada e completada em função de cada caso específico:

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular;
- Cargas de equipamentos de construção e de montagem;
- Cargas devidas a ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares;
- Pressões de injeção em juntas e revestimentos;
- Pressões de concretagens contra estruturas;
- Cargas de compactação de aterros e reaterros;
- Ações excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- Pressões hidrostáticas e subpressões devidas a condições temporárias.

3.4 SEGURANÇA GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.4.1 Introdução

A análise de segurança global deverá ser feita para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos diversos casos de carregamentos e englobará a análise de estabilidade no contato concreto-rocha, a análise de estabilidade em planos inferiores ao da fundação (caso apresentem alguma condição mais desfavorável), a análise de tensões e deformações, a definição dos coeficientes de segurança e a verificação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais.

3.4.2 Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade da estrutura é feita considerando-a como um conjunto monolítico, podendo desse modo ser assimilada a um corpo rígido.

Os estudos de estabilidade devem comprovar a segurança das estruturas nas seguintes condições:

- Flutuação;
- Deslizamento em qualquer plano, seja da estrutura, seja da fundação;
- Tombamento;
- Tensões nas bases das fundações e das estruturas.

As hipóteses que se seguem devem ser utilizadas como diretrizes básicas:

- Levar em conta as tensões naturais de confinamento pré-existente e as pressões de água do subsolo quando se tratar de análise de estabilidade envolvendo massas de rocha;
- Considerar os resultados de investigações geológicas e geomecânicas;
- Considerar os efeitos de subpressão, conforme critérios já estabelecidos, sob e no corpo das estruturas e em massas de rocha.

As cargas acidentais de projeto (exceto cargas de equipamento permanentemente fixo) devem ser completamente desprezadas em análise de estabilidade, sempre que as forças verticais atuarem como fatores de estabilidade.

Para efeitos dos estudos, análises e comportamentos de estabilidade das estruturas hidráulicas, os coeficientes de segurança serão assim definidos:

Coeficiente de Segurança à Flutuação (CSF)

Coeficiente de segurança à flutuação é definido como a relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão e será dado pela expressão abaixo:

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

Onde:

CSF - Coeficiente de segurança à flutuação.

ΣV - Somatório das Forças Gravitacionais.

ΣU - Somatório das Forças de Subpressão.

Despreza-se, em geral, o efeito do atrito nas faces laterais do bloco. A consideração do atrito lateral implica ajustar o coeficiente de segurança mínimo, que deverá, então, ser aumentado.

Verificação de Estabilidade ao Escorregamento (Deslizamento)

Considera-se que a segurança ao deslizamento está verificada se:

$$\frac{\frac{\Sigma N_i \operatorname{tg}(\phi_i)}{CSD\phi} + \frac{\Sigma C_i A_i}{CSDc}}{\Sigma T_i} \geq 1,0$$

Onde:

$CSD\phi$ - Coeficiente de ponderação relativo ao atrito;

$CSDc$ - Coeficiente de ponderação relativo à coesão;

N_i - Força normal à superfície de escorregamento em análise;

ϕ - 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;

Os valores característicos serão definidos para cada caso particular e de forma adequada para cada estrutura sob análise.

Tabela 3.2 - Parâmetros de Resistência para Avaliação da Estabilidade

Caso	C kPa	ϕ°
Concreto Massa	500	45
Contato Concreto – Rocha	400	40

Verificação da Estabilidade ao Tombamento

Coeficiente de segurança ao tombamento é definido como a relação entre o somatório dos momentos estabilizantes e o somatório dos momentos de tombamento e será dado pela expressão abaixo:

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

Onde:

CST - Coeficiente de segurança ao Tombamento.

$\sum M_E$ - Somatório dos Momentos Estabilizantes.

$\sum M_T$ - Somatório dos Momentos de Tombamento.

3.4.3 Análise de Tensões, Tensões Admissíveis, Tensões de Serviço e Deformações

Geral

As análises de tensões e deformações deverão ser elaboradas para todos os elementos estruturais e de fundações, considerando-se os possíveis casos de carregamentos, de modo a determinar ou confirmar o dimensionamento dos elementos estruturais, além de verificar os itens que se seguem:

- Segurança contra a ruptura estrutural ou deformações excessivas;
- Níveis médios de tensões, distribuições de tensões e tensões máximas localizadas;
- Deformações estruturais.

Critérios, detalhados para cada estrutura individualmente, deverão ser estabelecidos durante o desenvolvimento do projeto.

As análises de tensões para estruturas maciças deverão incluir efeitos de retração, temperatura e de peso de massas superpostas, bem como os dos diagramas de subpressão, onde for aplicável.

As alterações nas tensões em decorrência de deformação lenta do concreto deverão ser levadas em consideração quando da determinação das deformações e tensões finais.

Tensões Admissíveis do Concreto Massa

Para efeito de tensões admissíveis nas estruturas em concreto massa, serão distinguidos os dois tipos de tensões normais que poderão ocorrer: de compressão e de tração.

As tensões admissíveis serão sempre fornecidas em função da resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} , que deverá ser especificada nos desenhos do projeto executivo.

- Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Compressão: as tensões admissíveis do concreto à compressão constam na
-
-
- a seguir.

Tabela 3.1 - Tensão Admissível à Compressão em Função do Carregamento

Caso de Carregamento	Tensão Admissível à Compressão
CCN	0,50 f_{ck}
CCC	0,55 f_{ck}
CCE	0,60 f_{ck}
CCL	0,65 f_{ck}

- Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Tração: as tensões admissíveis do concreto à tração constam na Tabela 3.2 a seguir.

Tabela 3.2 - Tensão Admissível à Tração em Função do Carregamento para Concreto Massa

Caso de Carregamento	Tensão Admissível à Tração
CCN	0,050 f_{ck}
CCC	0,055 f_{ck}
CCE	0,060 f_{ck}
CCL	0,065 f_{ck}

Tensões Admissíveis nas Fundações

A capacidade de carga das fundações é relacionada à tensão normal máxima, definida mediante critérios que atendam as condições de ruptura, e as limitações relativas aos recalques excessivos, prejudiciais ao comportamento e perfeita utilização da estrutura.

A tensão normal máxima admissível na fundação deverá ser obtida a partir da seguinte relação:

$$\sigma_{t,adm} = \frac{\text{Capacidade de carga da fundação}}{\text{Coeficiente de segurança}}$$

A capacidade de carga do material de fundação deverá ser determinada por métodos adequados, utilizando-se como subsídios os resultados de ensaios "in situ" e os de laboratório.

Já para os coeficientes de segurança, são recomendados os valores especificados na Tabela 3.3 a seguir.

Tabela 3.3 - Coeficiente de Segurança em Função do Carregamento

Caso de Carregamento	Coeficiente de Segurança
CCN	4,0
CCC	3,0
CCE	2,0
CCL	1,5

3.4.4 Coeficientes de Segurança

Geral

O grau de estabilidade mínimo, requerido para as estruturas, deverá ser definido a partir dos coeficientes de segurança e das tensões admissíveis.

Coeficientes de Segurança / Ponderação para Estabilidade das Estruturas

A seguir são indicados os seguintes coeficientes de ponderação ao deslizamento (CSD_c e CSD_ø), bem como os valores mínimos admissíveis dos coeficientes de segurança ao tombamento (CST) e à flutuação (CSF).

Tabela 3.4 - Coeficientes de Ponderação ao Deslizamento CSD_c e CSD_ø

Coeficientes de Ponderação ao Deslizamento	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCC	CCL
CSD _c	3,00	1,50	2,00	1,30
CSD _ø	1,50	1,10	1,30	1,10

Tabela 3.5 - Coeficientes de Segurança à Flutuação CSF

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

Tabela 3.6 - Coeficientes de Segurança ao Tombamento CST

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamentos
---------------------------	------------------------

ao Tombamento	CCN	CCE	CCC	CCL
CST	1,50	1,20	1,30	1,10

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, a base 100% comprimida, ao nível onde o tombamento esteja sendo analisado.

Apresentam-se, a seguir, os Limites Mínimos de Área Comprimida na base da estrutura.

Tabela 3.7 - Limites de Área Comprimida na Base da Estrutura

Caso de Carregamento	% Área Comprimida
CCN	100% (*)
CCE	67% (*)
CCL	Resultante Dentro da Base
CCC	67% (*)

(*) Limite mínimo de área comprimida na base da estrutura.

Nos casos que ocorrer descolamento da base, no plano de análise concreto/fundação, o cálculo da subpressão deverá ser atualizado, considerando o valor integral da coluna de água montante no trecho descolado, e os valores dos coeficientes de segurança deverão ser recalculados.

3.5 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.5.1 Verificação de Resistência

A verificação da resistência em estruturas de concreto armado ou protendido, exceto as de concreto massa, deve ser feita obedecendo às prescrições e normas da ABNT, complementadas, onde necessário, pelo Código Modelo CEB-FIP e ACI.

As estruturas de concreto massa serão verificadas quanto à sua resistência através das prescrições e procedimentos adiante estabelecidos.

Nos casos em que as normas e o código citados não se apliquem, desde que previamente aprovados, poderão ser usados outros critérios oriundos de instituições internacionais reconhecidas.

3.5.2 Análise Estrutural

Os esforços solicitantes nas estruturas de concreto serão determinados em regime linear por processos clássicos.

Estruturas complexas, ou de comportamento estrutural não susceptível de análise pelas teorias clássicas, exigirão análises pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).

3.5.3 Dimensionamento

Estruturas de Concreto Armado

São estruturas cujo comportamento enquadra-se nas teorias clássicas do cálculo estrutural tais como: estruturas lineares (vigas, pilares, pórticos, arcos e grelhas) e estruturas laminares (cascas, placas e chapas).

Os dimensionamentos das estruturas lineares e das placas submetidas à flexão serão efetuados por verificações dos estados limites (último e de utilização), conforme estabelecido na NBR-6118 e complementados, onde necessário, pelo CEB-FIP e ACI.

O dimensionamento das estruturas laminares de concreto armado, submetidas, simultaneamente, à flexão e a esforços atuantes no plano, será efetuado por processos que desconsideram a resistência à tração no concreto e que admitem a existência de uma deformação positiva na direção principal produzindo fissuras ortogonalmente a esta direção e formando bielas de compressão entre essas fissuras.

Estruturas de Concreto Massa

São estruturas de grandes dimensões, ou estruturas de gravidade ou, ainda, aquelas nas quais os efeitos de variação de temperatura devido ao calor de hidratação do cimento e de retração hidrotérmica passam a ser significativos, e, também, estruturas de grandes dimensões cujo comportamento não pode ser satisfatoriamente definido a partir das teorias clássicas da análise estrutural.

Tais estruturas poderão ser ainda de concreto simples (sem armadura) ou com armadura para resistir aos diversos esforços, incluindo-se, dentre eles, os provenientes da combinação dos carregamentos, os de retração, os de variação de temperatura e os de esforços localizados.

Os valores característicos do concreto massa (f_{ck} e f_{tk}) são definidos a partir dos valores médios da resistência previstos no projeto na idade de j dias (f_{cj} e f_{tj}), em geral $j > 28$, minorados através de processos estatísticos que pressupõem controle rigoroso de todos os materiais e equipamentos:

$$f_{ck} = f_{cj} (1 - 0,883 \delta)$$

No caso de estruturas de concreto massa sem armadura, submetidas a estados múltiplos de tensão, decorrentes da ação do peso próprio e de variações de temperatura e retração, considera-se que a verificação da resistência dessas estruturas estará assegurada quando o círculo de Mohr, correspondente aos valores de cálculo das ações (majorados por coeficiente de segurança), estiver no interior da envoltória de Mohr, traçada com os valores característicos da resistência do concreto massa especificado.

Adotar-se-á, na falta de determinação experimental da envoltória de Mohr relativa ao concreto massa a envoltória proposta por T. Langendonck.

Os efeitos da temperatura interna e externa e da retração do concreto, nas estruturas de concreto massa, deverão ser analisados através de estudos e testes especiais e, então, superpostos aos efeitos correspondentes aos demais carregamentos. Os

efeitos da fluência do concreto devem ser devidamente considerados na determinação das tensões finais.

Quando a verificação da resistência indicar a necessidade de uso de armaduras, isto é, quando o círculo de Mohr, gerado a partir das tensões normais e cisalhantes calculadas com as ações majoradas por coeficientes indicados no item 3.5.8, ultrapassar a envoltória de Mohr dos valores característicos do concreto, as armaduras serão calculadas a partir dessas tensões, obtidas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).

3.5.4 Combinação de Carregamentos

Para cada estrutura em particular deverão ser selecionadas as cargas que realmente devem participar da análise estrutural e do seu dimensionamento.

Assim, despreza-se o efeito do vento no cálculo das estruturas de contenção, salvo quando tais estruturas estejam vazias, embora o seu efeito deva ser considerado no dimensionamento de certas estruturas como, por exemplo, a cobertura da Casa de Força.

Embora os efeitos de retração e temperatura não influam nos cálculos de estabilidade, eles devem ser considerados nos cálculos dos esforços internos, especialmente nas estruturas de massa.

As combinações de carregamentos para efeito de dimensionamento estrutural não deverão incluir ações sísmicas.

As seguintes condições serão observadas no que diz respeito aos esforços externos ativos:

- Cargas variáveis serão consideradas em intensidade e direção do modo mais desfavorável;
- Cargas acidentais, uniformemente distribuídas ou concentradas serão consideradas na combinação mais desfavorável em termos de intensidade, localização, direção e sentido;
- Combinações mais desfavoráveis de N.A.'s de montante e jusante com os correspondentes diagramas de subpressão;
- Peças e elementos estruturais na região da fundação e no interior das estruturas serão analisados com e sem subpressão;
- Os empuxos de terra nas estruturas levarão em conta a ocorrência de lençol freático, caso exista sobrecargas e esforços devidos a compactação;
- Os esforços de ondas podem ser desprezados nos estudos das estruturas de massa; serão, no entanto, levados em consideração no dimensionamento das estruturas menores, como comportas e outras.

3.5.5 Instabilidade e Efeitos de 2ª Ordem

Deverá ser dada especial atenção às verificações de instabilidade e efeitos de 2ª ordem seja para peças isoladas, seja para conjuntos estruturais onde esses efeitos sejam significativos.

3.5.6 Deformações Elásticas

As estruturas deverão ser verificadas quanto ao estado limite de deformação.

3.5.7 Vibrações

As estruturas sujeitas a carregamentos dinâmicos deverão ser dimensionadas de modo a evitar fenômenos de ressonância.

3.5.8 Coeficientes de Segurança

Deverão ser obedecidos as recomendações da NBR-6118, e os Critérios de Projeto Civil da Eletrobrás.

3.5.9 Fissuração

As estruturas deverão ser verificadas quanto à fissuração de acordo com a NBR 6118, admitindo-se abertura máxima de até 0,3 mm. Pode-se dispensar a avaliação da grandeza de abertura de fissuras, desde que a tensão na armadura não ultrapasse o valor de 230 MPa para o Caso de Carregamento Normal, de 300 MPa para os Casos de Carregamento Excepcional e de Construção e de 395 MPa para o Caso de Carregamento Limite, e para barras de aço com bitolas menores ou iguais a 25mm.

3.5.10 Cobrimento de Armadura

O cobrimento mínimo das armaduras, inclusive da armadura de distribuição e dos estribos, é o indicado na tabela abaixo, conforme o tipo de estrutura e condições de exposição.

Tabela 3.8 - Cobrimentos Mínimos das Armaduras

Tipo de estrutura		Cobrimento Mínimo (cm)
Estruturas sem risco de incêndio, em ambiente abrigado, sem contato com o solo		3,0
Estruturas sujeitas a incêndio		Ver NBR-15200
Estruturas não abrigadas ou em contato com solo	$\varnothing \leq 16 \text{ mm}$	3,5
	$\varnothing > 16 \text{ mm}$	5,0
Estruturas acessíveis, aterradas ou submersas		5,0
Estruturas inacessíveis, aterradas ou submersas		7,5
Estruturas sujeitas à corrente d'água em alta velocidade ($\geq 12 \text{ m/s}$)		10,0

3.5.11 Espaçamento das Barras

O espaçamento das barras para as estruturas do tipo concreto armado deve atender ao disposto no item 18 da NBR-6118.

O espaçamento das barras para as estruturas do tipo concreto massa não deve ser inferior a 15 cm. No caso de uso de emendas por luvas rosqueadas, soldadas, ou outros dispositivos devidamente justificados, como luvas com preenchimento metálico, o espaçamento mínimo poderá ser de 10 cm.

3.5.12 Emendas

As emendas poderão ser do tipo traspasse, solda ou luva, respeitando-se o item 9.5 da NBR-6118.

São permitidas as emendas por traspasse nas barras de bitolas até 32mm, com comprimentos de ancoragem calculados pelas expressões da NBR-6118.

Nas emendas com luvas o alongamento determinado para o segmento emendado, para uma carga correspondente a 70% da tensão de escoamento, não deverá ser superior àquele determinado para o segmento padrão.

3.5.13 Armadura Contra a Retração

Serão previstas, quando necessário, armaduras adicionais para absorver os esforços resultantes da retração e/ou da variação de temperatura.

Para as estruturas de concreto armado nos casos cobertos pelas normas da ABNT, a armadura contra a retração deverá ser calculada de acordo com as referidas normas.

Nos casos especiais que não estão previstos nas Normas da ABNT, deverão ser utilizadas armaduras mínimas como as indicadas a seguir:

Lajes Expostas, Concretadas sobre Rocha

Devem ser consideradas inteiramente fixas na rocha. Somente a face superior da laje necessita ser armada. Exceto quando predominarem outras condições de carregamento, adotar para a armação da face exposta 0,20% da área da seção transversal de concreto dispostas nas duas direções, ou a seguinte armação máxima em cada direção:

Tabela 3.9 - Armação Máxima em Cada Direção

Para lajes expostas a escoamento da água	Ø20mm cada 20cm ou Ø 25mm cada 25mm
Para lajes expostas a subpressão e pressão de percolação	Ø 20mm cada 30cm
Para fundações secas	Ø 12,5mm cada 30cm

Superfícies Executadas contra Rocha

As superfícies contra a rocha devem ser armadas para as tensões de retração decorrentes dos vínculos impostos pela superfície da rocha. Adotar 0,15% da área da seção transversal, não menor que barra de diâmetro 16mm a cada 20cm, ou no máximo uma barra de diâmetro 20mm a cada 30 cm, em cada direção, ou equivalente.

A armação na face oposta será calculada como se não houvesse rocha, exceto nos casos especiais onde é provida ancoragem na rocha.

Para os casos que não se encaixam nos itens acima, poderá ser utilizada a Norma Inglesa BS-5337, a qual é apropriada para peças espessas e paredes ou lajes de grandes dimensões. Segundo esta norma, para se obter uma distribuição controlada de fissuras, além de mantê-las com aberturas dentro de limites adequados às condições de exposição, é necessária uma taxa mínima de armadura.

Concreto Maciço do Primeiro e Segundo Estágios da Casa de Força

O concreto do primeiro e do segundo estágios no interior da Casa de Força serão ligados através de barras de diâmetro mínimo 16mm, a cada 1,0 x 1,0m.

O concreto maciço aparente do primeiro e do segundo estágio no interior da Casa de Força será armado com um mínimo de uma barra de diâmetro \varnothing 20mm cada 30cm ou equivalente (\varnothing 16mm cada 20cm), em cada direção.

Concreto Massa

Para as estruturas de concreto massa deverá ser utilizada como armadura mínima a menor das armaduras indicadas a seguir, caso o círculo de Mohr das tensões de origem térmica intercepte a envoltória de Mohr, obtida a partir dos valores característicos do concreto massa daquela região.

- 0,15% da área de concreto, dispostas em cada uma das direções XX e YY.
- Armadura em cada direção de 16mm cada 30cm ou equivalente (12,5mm a cada 20cm, etc).

3.6 JUNTAS E REQUISITOS ESPECIAIS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.6.1 Juntas nas Estruturas de Concreto

Os tipos de juntas que serão utilizadas nas estruturas de concreto são:

- Juntas de Construção;
- Juntas de Contração;
- Juntas de Dilatação.

3.6.2 Dispositivos de Vedação

As vedações, de modo geral, deverão ser de cloreto de polivinil (PVC), podendo em casos especiais, ser de aço, de cobre, aço inoxidável ou perfis hidroexpansivos, conforme as normas aplicáveis.

3.6.3 Dispositivos de Ancoragem

- Ancoragens Ativas (tirantes);
- Ancoragens Passivas (chumbadores).

3.7 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação visa monitorar o comportamento das estruturas durante a sua vida útil e, quando necessário, ao longo do seu período construtivo.

A instrumentação tem os seguintes objetivos principais:

- Comparar os resultados obtidos com os cálculos teóricos de deformação, estabilidade e percolação realizados.
- Detectar alterações anômalas e perigosas alertando sobre condições não previstas de comportamento das estruturas e fundações.

Nas estruturas de concreto, a instrumentação deve contemplar tanto a fundação, quanto o corpo da estrutura.

Prioritariamente serão monitoradas:

- Subpressão por meio de piezometria;
- Deformação / deslocamento por meio de Extensômetros e Medidores Triortogonais;
- Percolação por meio dos Medidores de Vazão.

A instrumentação deverá ser executada conforme os Desenhos de Projeto e Especificações Técnicas dos Fabricantes. Em princípio são previstos os seguintes instrumentos:

- Piezômetros tipo Casagrande;
- Medidor de Vazão;
- Extensômetro de Haste;
- Medidor Triortogonal;

Na etapa do projeto executivo deverá ser elaborado o Manual de Instrumentação com procedimentos básicos para a operação, supervisão, controle e acompanhamento do comportamento das estruturas e fundações.

4. CRITÉRIOS DE PROJETO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

4.1 ATERROS

4.1.1 Materiais de Construção

4.1.1.1 Introdução

O projeto deve ser desenvolvido de modo a prover a maximização do aproveitamento dos materiais provenientes das escavações obrigatórias na construção da Barragem e das Ensecadeiras.

A pesquisa de materiais de construção deve ser conduzida de acordo com critérios que são evolutivos com a fase do projeto, desde os estudos preliminares até o projeto executivo.

Experiências existentes com materiais semelhantes utilizados em outras obras fornecerão indicações para definição dos principais aspectos a pesquisar nos programas de investigação e ensaios. Posteriormente, de posse das novas informações adquiridas, nas etapas posteriores de projeto, deverão ser calibradas as premissas adotadas anteriormente, de forma a prever, o mais corretamente possível, as características dos materiais de construção e de fundação.

4.1.1.2 Materiais para zonas impermeáveis

Os materiais utilizáveis em zonas da Barragem onde o objetivo é primordialmente a vedação são aqueles cuja característica principal, a baixa permeabilidade, é conferida por um percentual expressivo de partículas finas, ou por materiais cujas granulometrias contenham, além da fração fina, porções arenosas e mesmo cascalhosas, com distribuição granulométrica gradual, que garanta a permeabilidade necessária ao elemento vedante. O valor mínimo aceitável para o coeficiente de permeabilidade será igual a $1,0 \times 10^{-5}$ cm/s.

- Ensaios de Laboratório e Definição de Parâmetros de Resistência

Os ensaios serão realizados sobre amostras representativas de cada jazida, selecionadas após classificação táctil-visual. A caracterização tecnológica dos diversos tipos de material será feita através de ensaios *in situ* e em ensaios de laboratório, caracterização, compactação, permeabilidade, Adensamento e compressão tri axial.

Serão adotados parâmetros que levem em consideração a representatividade das amostras dos solos ensaiados em relação ao universo dos disponíveis para utilização. Caso o aterro apresente zoneamento com diferentes materiais, em cada zona serão estabelecidos parâmetros específicos.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento a serem aplicados nas análises de dimensionamento dos aterros serão obtidos em ensaios de compressão triaxial adensados, não drenados e saturados com medida de pressões neutras (R_{sat} ou C_Usat) ou através de ensaios adensados, drenados e saturados com medida de pressões neutras (C_Dsat). Em todos os casos de verificação da estabilidade serão aplicados parâmetros efetivos.

4.1.1.3 *Materiais para filtros e transições*

Poderão ser utilizados materiais naturais ou processados. Naturais serão os materiais obtidos através de escavações convencionais mecanizadas, dragagem ou mesmo escavações com o uso de explosivos e aplicados na obra, sem necessidade de qualquer tipo de beneficiamento. Materiais processados serão aqueles produzidos artificialmente pelo beneficiamento de materiais naturais. Os tipos de beneficiamentos mais utilizados são: lavagem, peneiramento ou britagem.

– Caracterização Geotécnica

A caracterização geotécnica compreenderá a descrição da homogeneidade granulométrica das areias, as necessidades de beneficiamento dos materiais por peneiramento e/ou lavagem, a permeabilidade e outras informações julgadas de interesse.

Na definição dos tipos e quantidade de ensaios relacionados, será sempre considerada a experiência obtida com utilização de materiais similares utilizados em outras obras, a possibilidade de definição dos parâmetros através da análise táctil-visual e dos locais onde prevê-se a utilização do material. Em princípio, os ensaios rotineiramente previstos englobam:

- Análise Mineralógica;
- Granulometria;
- Permeabilidade;
- Compacidade relativa (densidade máxima, mínima e natural);
- Teores de matéria orgânica e torrões de argila;
- Reatividade potencial;
- Sanidade ao ataque pelo sulfato de sódio;
- Densidade dos grãos.

As areias deverão atender aos critérios de filtro, indicados no item 4.4.1.5.

• Materiais Processados

– Amostragem, Ensaios e Definição de Parâmetros

A amostragem deverá ser feita por coleta em sondagens ou das escavações de modo a possibilitar a complementação dos ensaios de análise mineralógica, densidade e absorção.

Os parâmetros de projeto correspondentes aos materiais processados para filtros e transições deverão ser obtidos de obras em condições semelhantes.

4.1.1.4 *Enrocamentos*

• Fontes de Materiais para Enrocamentos

Os enrocamentos serão obtidos principalmente a partir da exploração de Pedreiras de gnaiss existentes a montante do Eixo do Barramento. No entanto, em função das boas características e resistência mecânica do material das escavações obrigatórias, prevê-se que os mesmos possam vir a ser utilizados como enrocamento, o que deverá ser futuramente avaliado mediante a execução de ensaios de caracterização.

– Tipos de Ensaios

Os tipos e quantidades de ensaios a serem executados dependerão de onde será utilizado o material rochoso e sua localização na seção da barragem.

Deve ainda ser considerado o conhecimento das características do material, através da bibliografia, comparação dos resultados de ensaios executados em materiais similares utilizados em outras obras e na própria obra.

A seguir estão relacionados os ensaios que serão executados em rocha para enrocamento:

- Abrasão Los Angeles;
- Análise petrográfica;
- Massa específica;
- Ciclagem artificial água-estufa;
- Ciclagem acelerada por etileno-glicol;
- Granulometria.

– Seleção de Parâmetros de Projeto

Os parâmetros de projeto dos enrocamentos serão estabelecidos a partir de resultados de obras já construídas em condições similares e, principalmente, da literatura técnica especializada.

4.1.2 Maciços de Fundação

Os parâmetros geomecânicos para os horizontes rochosos de fundação serão obtidos através de investigações/ensaios de campo, com base na literatura especializada e na experiência adquirida com materiais semelhantes.

Até que se obtenham esses resultados, os parâmetros a serem adotados encontram-se no ANEXO III – Justificativa e Estimativa para a Adoção dos Parâmetros Geomecânicos de Fundação das Estruturas de Concreto.

Para obtenção dos parâmetros de fundação dos horizontes em solo, serão realizados ensaios laboratoriais e avaliados seus resultados com base nas investigações de campo, bibliografia clássica e experiência adquirida com materiais semelhantes.

4.2 DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES TÍPICAS DAS BARRAGENS

Para definição dos tipos de barragens serão consideradas, principalmente, a disponibilidade e localização dos materiais provenientes de escavações obrigatórias e de áreas de empréstimo ou jazidas, as condições de fundação e a sua altura.

A barragem homogênea terá seção em solo compactado. Poderá ser zoneada para aproveitar os materiais provenientes de escavações obrigatórias. Para isto, serão consideradas suas características tecnológicas e geotécnicas.

O sistema de drenagem interna prevê filtro vertical, tapete drenante junto à fundação e dreno de pé.

A declividade dos taludes será definida considerando a variação do nível do reservatório e as características tecnológicas da fundação e dos materiais de construção dos aterros.

O encontro da barragem com as estruturas de concreto terá seção em enrocamento, transições e solo compactado no núcleo.

4.3 DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES TÍPICAS DAS ENSECDEIRAS

Para definição das seções das ensecadeiras, serão consideradas a direção e a velocidade do fluxo em relação à ensecadeira, bem como os materiais sobre os quais se assentam, de forma a evitar que haja fluxo excessivo pela fundação e permitir a vedação da área ensecada.

4.4 DIMENSIONAMENTO

4.4.1 Análises de Percolação

4.4.1.1 Introdução

As análises de percolação têm por objetivo prever a distribuição de pressões neutras e o valor das vazões percoladas pelo aterro, pelas fundações e demais áreas de interesse, de modo a fornecer subsídios para estudos de estabilidade, para dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna e para seleção e dimensionamento dos sistemas de impermeabilização e drenagem da fundação, caso necessário.

4.4.1.2 Parâmetros de análise

O modelo hidrogeotécnico dos maciços é a base fundamental para a elaboração de qualquer análise de percolação. O modelo constará essencialmente da distribuição espacial dos vários materiais que possuem características hidrogeotécnicas individualizáveis.

A elaboração do modelo hidrogeotécnico constará basicamente de:

- Identificação dos materiais com características hidrogeotécnicas individualizáveis.
- Definição dos parâmetros hidrogeotécnicos de cada material inclusive sua eventual anisotropia.
- Distribuição espacial, em geral bidimensional, dos vários materiais. Este modelo completo deve ser o mais próximo possível da realidade.
- Modelo hidrogeotécnico simplificado que permita a aplicação de técnicas de análise matemática.

A seleção dos parâmetros será baseada na interpretação estatística dos resultados obtidos em investigações de campo e laboratório e ainda na experiência anterior com materiais e condições semelhantes.

Os valores de coeficiente de permeabilidade a serem adotados nas análises serão devidamente ajustados para o nível de tensões efetivas atuantes na fundação e no maciço, bem como consideradas eventuais anisotropias.

As análises de percolação serão realizadas para a condição de operação, com o nível d'água máximo normal a montante. O nível de jusante será o mínimo operacional para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem (maiores valores de vazão), compatível com o nível de montante considerado (NA máx. normal). Para as análises de estabilidade, o nível de jusante a ser considerado será o que fornecer a combinação mais desfavorável de carregamento.

4.4.1.3 Métodos de análise

A definição das redes de fluxo será baseada em programas computacionais já reconhecidos no meio técnico, baseados no método dos elementos finitos. Os resultados permitirão o acesso aos valores dos potenciais e velocidades de fluxo, definição de gradientes, pressões neutras e vazões, e, conseqüentemente, o dimensionamento dos sistemas de drenagem e impermeabilização, quando necessário, e cálculos de estabilidade.

4.4.1.4 Dimensionamento de sistemas de drenagem

As espessuras e distribuição das camadas drenantes deverão ser verificadas para a vazão obtida nas análises de percolação, majoradas por um coeficiente de segurança, cujo valor mínimo será igual a 10.

As seguintes dimensões podem ser consideradas como mínimas para os dispositivos de drenagem:

- Filtro vertical ou inclinado: largura de 0,70m;
- Filtro horizontal do tipo sanduíche: camadas com espessura de 0,20m;
- Eventual trincheira drenante de fundação: largura 0,80m;
- Eventuais poços de alívio: diâmetro de 0,15m;
- Transições a jusante do núcleo impermeável: largura de 0,8m (horizontais).

Caso eventualmente haja necessidade de se implantar poços de alívio, seu dimensionamento poderá ser efetuado com base nos critérios contidos em "Seepage Control" EM - 1110-2-1901 do U.S. Army Corps of Engineers, além da utilização das análises de percolação pelo MEF, para o dimensionamento.

4.4.1.5 Dimensionamento dos filtros e transições

Os materiais de filtro e transição, deverão ter permeabilidade compatível com a sua utilização e apresentar percentagem de finos não coesivos passando na peneira 200 inferior a 5%.

No dimensionamento, os critérios convencionais de transicionamento granulométrico dos materiais adjacentes são, a seguir, apresentados, onde "d" é o diâmetro das partículas dos materiais a serem protegidos (base) e "D" é o diâmetro das partículas dos materiais de filtro. Na definição de faixas pode-se considerar para "d" o valor inferior da faixa e "D" o limite superior da faixa.

Os materiais de filtro e transição, quando usados como elementos drenantes, deverão ter permeabilidade compatível com a sua utilização e apresentar percentagem de finos passando na peneira 200, inferior a 5%, desde que não coesivos. Deverá atender também ao seguinte critério:

$$D_{15}/d_{15} \geq 5$$

A transição entre solos argilosos (porcentagem que passa na peneira n° 200 > 30%) e filtros formados por materiais arenosos deverão atender aos critérios abaixo:

a) Caso de transição entre núcleo de barragem de enrocamento e espaldares:

$$D_{15}/d_{85} \leq 5$$

b) Caso de transições situadas em estruturas de menor responsabilidade e/ou em posições de baixos gradientes de percolação, entre o núcleo e o espaldar de montante e entre o enrocamento de proteção e o espaldar de montante, poderão aceitar como critério:

$$D_{15}/d_{85} \leq 9$$

c) Para transição entre solos granulares deverá ser atendido o critério:

$$D_{15}/d_{85} \leq 5$$

Nos casos em que houver possibilidade de execução de ensaios específicos, estes deverão ser realizados para a escolha dos materiais a serem utilizados nos filtros e transições.

Para o projeto dos filtros, drenos e zonas de transição (qualidade e granulometria dos materiais a serem usados, assim como cuidados de colocação), deverá reportar aos trabalhos e recomendações publicados por Sherard et al e pelo USSCS, conforme referências indicadas a seguir:

- J.L. Sherard, L.P. Dunningan, J.R. Talbot (1984), *Basic Properties of Sand and Gravel Filters*, ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, N° 6, June 1984.
- J.L. Sherard, L.P. Dunningan, J.R. Talbot (1984), *Filters for Silts and Clays*, ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, N° 6, June 1984.
- J.L. Sherard, L.P. Dunningan (1989), *Critical Filters for Impervious Soils*, ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, N° 7, June 1989.
- *United States Department of Agriculture – Soil Conservation Service, Part 663 National Engineering Handbook, Chapter 26 – Gradation of Sand and Gravel Filters (October 1994).*

4.4.2 Análises de Estabilidade

4.4.2.1 Casos de carregamento

Para avaliação da estabilidade dos taludes da Barragem serão considerados os seguintes casos de carregamentos:

- Término da construção;
- Percolação estável;
- Serão considerados os efeitos sísmicos induzidos pelo enchimento do próprio reservatório recomendados pela ELETROBRÁS, isto é, 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical.

4.4.2.2 Critérios para as análises

- Término de Construção

Esta condição corresponde ao estágio anterior ao enchimento do reservatório e logo após o término da construção do aterro da barragem.

Considera-se que não ocorre dissipação das pressões neutras geradas pela construção do aterro e os efeitos da água intersticial do solo durante a construção são considerados simulados pelas condições de carregamento dos protótipos tomados como base para obtenção dos parâmetros.

As verificações serão feitas com aplicação de parâmetros efetivos e pressões neutras construtivas, através de coeficientes R_u .

Os parâmetros de resistência para os materiais terrosos serão obtidos de ensaios adensados, não drenados e saturados com medida de pressões neutras (R_{sat} ou $C_{U_{sat}}$). Os mesmos ensaios serão utilizados para obtenção dos parâmetros dos materiais de fundação.

Os parâmetros de resistência dos materiais granulares serão obtidos a partir de bibliografia clássica e experiência adquirida com materiais semelhantes.

Os coeficientes de pressão neutra construtiva serão obtidos da bibliografia e da experiência com uso de materiais semelhantes. Assim, será utilizado o valor de 0,15 para solo compactado e 0,10 para solo lançado.

- Regime Permanente (Percolação Estabilizada)

O caso de percolação em regime permanente é representativo da condição de operação na qual o reservatório tenha atingido seu nível máximo normal, considerando-se que o adensamento do maciço tenha ocorrido e que a percolação tenha se estabilizado.

A análise deverá ser feita por tensões efetivas considerando as pressões neutras obtidas da rede de percolação em regime permanente.

Os parâmetros de resistência para os materiais terrosos serão obtidos de ensaios adensados, não drenados e saturados com medida de pressões neutras (R_{sat} ou $C_{U_{sat}}$) ou através de ensaios adensados, drenados e saturados com medida de pressões neutras ($C_{D_{sat}}$). Os mesmos ensaios serão utilizados para obtenção dos parâmetros dos materiais de fundação.

Os parâmetros de resistência dos materiais granulares serão obtidos a partir de bibliografia clássica e experiência adquirida com materiais semelhantes.

4.4.2.3 Métodos de análise

Os processos de análise de estabilidade dos taludes ao escorregamento a serem utilizados serão baseados na teoria do equilíbrio-limite, empregando métodos computacionais difundidos, tanto para análises em superfícies de rupturas circulares quanto para mistas e lineares. Serão utilizados métodos que permitem executar análises atendendo a todas as condições de equilíbrio e a qualquer geometria de superfície de escorregamento (p.ex. Métodos de *Morgenstern e Price* e *Método de Spencer*, etc.).

4.4.2.4 Critérios de aceitação

A Tabela 4.1 apresenta os coeficientes de segurança mínimos admissíveis para cada condição de carregamento.

Tabela 4.1 - Coeficientes de Segurança

Condição de Carregamento	Coeficiente de Segurança
Final de Construção	1,30
Regime Permanente	1,50
Análise Sísmica	1,00

4.5 MAPEAMENTO E DIMENSIONAMENTO DOS TRATAMENTOS

4.5.1 Taludes e Bermas em Estruturas Provisórias e Definitivas

Os mapeamentos e tratamentos dos taludes de escavação em rocha deverão ser realizados na medida em que as bancadas forem sendo rebaixadas, evitando-se ao máximo a utilização de gaiolas apoiadas por guindaste para a realização destes serviços.

Logo após a escavação e remoção do material detonado, a equipe de geologia fará uma inspeção preliminar, indicando a limpeza necessária, o bate-choco criterioso e a remoção de blocos totalmente isolados, que deverão, quando possível, ser removidos por alavanca ou equipamentos (lâmina de trator, pá de carregadeira ou rompedor hidráulico).

Após a limpeza, a equipe de geologia realizará uma inspeção criteriosa para verificar as condições do talude e proceder as atividades de mapeamento geológico, anotando as atitudes e as características de persistência, rugosidade, alteração, abertura e preenchimentos das fraturas, trincas, eventuais falhas e da foliação, bem como os parâmetros de resistência, decomposição, consistência e fraturamento do maciço no local.

Posteriormente, será elaborada a documentação fotográfica do talude com câmera digital, com indicações topográficas (estacas e elevações), marcadas previamente em tinta branca na superfície a ser fotografada, que servirão de base para a montagem fotográfica e para a localização das feições principais e dos tratamentos propostos.

Nesta fase os tratamentos imediatos serão dimensionados no campo, visando a estabilização de blocos ou cunhas de rocha instáveis, através de ancoragens com barras de aço ativas e passivas, aplicação de tela metálica, concreto projetado convencional ou reforçado por fibras. Como base para este dimensionamento deverão ser obedecidos os desenhos de escavação e tratamentos do Projeto Executivo, elaborados para aquele determinado local ou estrutura.

No escritório de obra, estes tratamentos serão marcados em cima da foto ou montagem fotográfica e anexados a um texto ou boletim explicativo do dimensionamento do tratamento proposto (malha topográfica, profundidades e inclinações das ancoragens, espessura do concreto projetado, etc.). Nas fotomontagens deverão ser realçadas as feições principais, indicadas suas respectivas atitudes e características mais importantes, além da indicação dos graus de alteração e fraturamento do maciço, de acordo com os critérios e simbologia apresentados no Anexo-I.

Este documento, de caráter oficial e devidamente numerado, será denominado “Boletim de Liberação para Tratamento de Superfícies Rochosas”, e será emitido e entregue de maneira oficial ao responsável pela execução dos serviços da Fiscalização e Construtora. Uma cópia adicional será enviada, em meio magnético, à equipe de projeto da VLB, em Belo Horizonte.

De posse do documento indicado acima, as seguintes providências serão tomadas:

- Determinação da Classe de Maciço Rochoso, conforme classificação pelo método RMR (Bieniawski, 1989), descrito a seguir;
- Comparação dos tratamentos indicados no campo com aqueles preconizados pela classe de maciço rochoso, resultante da classificação RMR (Bieniawski, 1989);
- Quando for o caso, deverá ser procedida avaliação da estabilidade global ou de cunhas isoladas daquele talude, com a utilização de softwares apropriados (Dips, Swedge e RocPlane);
- Quando for o caso, as indicações de tratamentos adicionais deverão ser marcadas no próprio documento “Boletim de Liberação para Tratamento de Superfícies Rochosas”. Neste caso o documento citado será renomeado, com a indicação do número da revisão;
- Arquivamento em banco de dados das atitudes e características das feições principais, ocorrentes naquele local ou estrutura, de modo a aperfeiçoar o modelo de compartimentação geomecânica do maciço rochoso.

Caso os tratamentos efetivamente aplicados sejam os mesmos apresentados nos mapeamentos e projetos de tratamentos preparados na primeira etapa, estes poderão ser diretamente reemitidos como “desenho como construído”. Caso os tratamentos adicionais ou alterações tenham sido necessários e efetuados, estes serão mostrados com convenções diferenciadas nos documentos da segunda etapa, os quais serão reemitidos como “desenho como construído”, indicando o número da revisão.

4.5.2 Taludes e Bermas de Encontro das Estruturas de Concreto

Adicionalmente a todas as atividades preconizadas no item 4.5.1 acima, nestes taludes e bermas deverão ser executados mapeamentos gráficos de detalhe. A escala a ser utilizada será de 1:200, exceto em casos excepcionais, em que se justifique o uso de escala maior ou menor.

Para o mapeamento dos taludes deverão ser estendidas cordas com comprimento de 15 metros, no mínimo, com plaquetas presas a cada 2m ao longo de seu comprimento e fixadas na berma superior. Os posicionamentos das cordas nas bermas deverão ser marcados topograficamente, com espaçamento de 2m, de modo que o talude a ser mapeado apresente uma malha quadrada e regular de 4m². As plaquetas ao longo do talude deverão estar alinhadas nos planos vertical e horizontal, sendo necessário, para isto, que se proceda a um ajuste de cada uma das cordas na berma superior. Por esta razão é necessário o apoio topográfico, com equipamento adequado, para indicação da elevação de posicionamento de cada uma das cordas. Adicionalmente é necessária a marcação de uma “elevação cheia”, com uma faixa pintada em tinta branca, próximo à base do talude, visando criar uma elevação de referência para facilitar a execução do mapeamento.

Para o caso das bermas, a malha regular de 4m², poderá ser marcada com pontos de tinta branca em sua superfície. Uma “elevação cheia” de referência também deverá ser indicada no local.

Os desenhos dos mapeamentos serão executados utilizando-se as referências gráficas apresentadas no Anexo-I. Todas as discontinuidades deverão ser bem representadas, com as respectivas atitudes, preenchimentos, rugosidades e condição das paredes. O maciço rochoso, como um todo, também deverá ser classificado e compartimentado em relação ao grau de alteração, resistência, consistência e fraturamento.

Os mapeamentos gráficos e os tratamentos previstos no campo serão avaliados pela equipe de projeto da VLB, onde será aferida a classe de maciço rochoso. Eventuais tratamentos complementares, evidenciados pela avaliação dos dados de campo recebidos, serão repassados à equipe de obra imediatamente, para as eventuais providências, que se fizerem necessárias.

Todos os mapeamentos gráficos de detalhe receberão uma numeração oficial, conforme normas de codificação de projeto. A digitalização dos desenhos de campo deverá ser realizada pela equipe de projeto VLB.

4.5.3 Superfícies de Fundação das Estruturas de Concreto

Após a escavação, limpeza, conferência topográfica e remoção dos eventuais *under-breaks*, as superfícies de fundação (piso), também deverão ser submetidas a um mapeamento gráfico de detalhe, na escala 1:100. Caso ocorram situações excepcionais que justifiquem um mapeamento com maiores detalhes, deverá ser utilizada escala apropriada.

Poderá ser realizada, ainda, uma documentação fotográfica geral de toda a fundação e de detalhe nas regiões de ocorrência de discontinuidades importantes.

Antes do início dos trabalhos de mapeamento geológico-geotécnico deverão ser removidos os blocos de rocha soltos e aqueles que se apresentarem “chocos”, sob impacto de alavancas ou equipamento adequado para tal. Os critérios detalhados para

liberação das fundações constam do volume de Especificações Técnicas das Obras Civas.

Uma malha regular de pontos cotados de 2m x 2m deverá ser marcada ao longo da superfície de fundação, desenvolvida em planos inclinados, bem como indicadas linhas de referência da obra (linha de Eixo das Unidades, linhas Base das estruturas, etc), amarradas topograficamente e conhecidas do projeto, com “cota cheia”, para amarração topográfica dos mapeamentos executados. De forma complementar deverão ser marcados as elevações reais do trecho a ser mapeado, de forma a caracterizar e representar em papel, os trechos com depressões, sobressalências, etc, que eventualmente existam na fundação a ser liberada.

Serão desenhadas no mapeamento geológico e descritas, todas as descontinuidades ocorrentes, atitudes, preenchimentos, condição das paredes, além dos seus respectivos graus de alteração, consistência e fraturamento do maciço rochoso, que deverão ser codificados conforme a simbologia indicada pelo Projeto (ver ANEXO – I). Preferencialmente, os mapeamentos geológicos serão realizados por bloco de concretagem, mesmo que o desenho final envolva a totalidade das fundações daquela estrutura.

Na medida em que os mapeamentos forem sendo concluídos, os mesmos deverão ser enviados em meio digital, à equipe de projeto da VLB, em Belo Horizonte, para digitalização, numeração e emissão oficial.

4.5.4 Fundação da Barragem Homogênea de Terra

O aterro compactado da Barragem de Terra da UHE Itaipava estará assentado em material com $SPT \geq 10$ e permeabilidade menor que 10^{-5} . Caso a permeabilidade do material seja maior que esse valor, será executado um cut-off até o topo do material com permeabilidade adequada ($< 10^{-5}$).

A liberação das fundações para lançamento do aterro não será abordada neste relatório, pois faz parte das Especificações Técnicas das Obras Civas ou documento específico para essa finalidade.

O mapeamento das fundações neste trecho deverá ser feito com os critérios descritos anteriormente, ou seja, os critérios adotados deverão ser os mesmos para os taludes das estruturas de concreto (item 4.5.3), com mapeamento gráfico de detalhe na escala 1:200. Um registro fotográfico sistemático deverá ser executado de forma a acompanhar o mapeamento gráfico.

Os mapeamentos gráficos e tratamentos geológico-geotécnicos, recomendados pela equipe de campo também serão avaliados pela equipe de projeto da VLB. Com base nas classificações dos maciços rochosos obtidos e caso necessário, após avaliação da estabilidade local e global (se necessário), tratamentos complementares poderão ser indicados e enviados à equipe de obra, imediatamente.

4.5.5 Fundação da Barragem de enrocamento

A fundação da Barragem de enrocamento deverá ser em rocha (Gnaise). A liberação de fundações para lançamento do aterro não será abordada neste relatório, pois faz parte das Especificações Técnicas das Obras Civas ou documento específico para essa finalidade.

No caso da fundação, a limpeza constará essencialmente da remoção da cobertura de solo vegetal e solo residual, até se expor o topo do gnaisse.

O tratamento compreenderá principalmente a regularização do topo de gnaisse com a eliminação de depressões e saliências significativas. As depressões serão preenchidas com “concreto dental” e as saliências serão conformadas através da sua remoção.

4.6 ESCAVAÇÃO

Este item apresenta os critérios a serem adotados para definir a forma, dimensões e procedimentos executivos para a escavação, de modo a atender os requisitos de ordem hidráulico-estrutural. A consideração das condições geotécnicas e sua influência na própria definição das dimensões e formas leva a um processo interativo no qual o projeto hidráulico-estrutural e o de escavação são permanentemente adaptados e otimizados até se atingir a solução técnico-econômica mais adequada.

O projeto será elaborado, considerando que o planejamento executivo é de responsabilidade da CONTRATADA, da qual será cobrado um produto acabado. O Projeto determinará as exigências a serem cumpridas pela CONTRATADA e o que compete a ela decidir e planejar, de forma a melhor aplicar sua própria experiência em construção, utilizar seus equipamentos e conseqüentemente planejar a obra com mais eficiência.

4.6.1 Tipos de Escavação

4.6.1.1 Escavações definitivas e provisórias

As escavações serão consideradas, de acordo com sua utilização, em Definitivas e Provisórias.

Escavações Definitivas

Terão utilidade durante toda a vida do aproveitamento e deverão ser projetadas de modo a apresentar segurança compatível com a das estruturas relacionadas.

Escavações Provisórias

Terão utilização apenas durante uma determinada fase da construção, com vida útil muito menor. Poderão incorporar, quase sempre, riscos maiores e tratamentos menos rigorosos. Dentre as escavações provisórias cabe distinguir aquelas que são feitas para fundação de estruturas e que, portanto, serão cobertas pelos materiais correspondentes. Sua estabilidade e critérios executivos, incluindo minimização de danos, devem estar compatibilizados com as exigências da fundação. Na definição da segurança para os vários taludes de escavação devem ser considerados os níveis de risco admissíveis para eles, em função de sua localização e da importância estratégica, que sua instabilidade teria na segurança e na economia do empreendimento como um todo, ou em parte.

4.6.1.2 Condições de submersão

As escavações que durante a vida útil do empreendimento ficarem permanentemente submersas deverão possuir estabilidade compatível com o fato de que não serão acessíveis para manutenção, principalmente em locais que possam comprometer a

segurança da obra ou a sua economicidade (ex.: Canal de Adução, Canal de Fuga, etc).

4.6.1.3 Escavações a céu aberto

O projeto de escavações a céu aberto será desenvolvido a partir dos estudos de arranjo e geometria das estruturas, evolutivo e dependente do grau de informações disponíveis.

O modelo geológico-estrutural deve ser a principal ferramenta de análise das escavações previstas, sejam elas definitivas ou provisórias. A partir dele e de seu aprimoramento, devem ser definidas as formas, dimensões, inclinações dos taludes de escavação, largura das bancadas, etc.

Os parâmetros a serem utilizados nos estudos de estabilidade podem ser obtidos de obras similares ou da própria obra. O modelo e as análises de estabilidade devem subsidiar a previsão dos possíveis tratamentos, com base na relação custo/benefício, comparando declividades (inclinações) dos taludes versus tratamentos de estabilização.

Deve ser ainda considerado, que durante a construção, a observação das escavações em andamento para as diversas estruturas é elemento notável para a previsão do comportamento dos taludes finais.

4.6.1.4 Taludes e bermas

Atendendo às condições específicas do local do aproveitamento, a inclinação dos taludes e a dimensão das bermas serão definidas em função do tipo de escavação (definitiva ou provisória), das características geológicas dos materiais e do nível de segurança necessário em cada estrutura. Os tratamentos necessários à estabilização ou à garantia de durabilidade dos taludes serão definidos com base em mapeamento geológico-geotécnico das escavações.

Alguns taludes poderão receber tratamentos sistemáticos e obrigatórios, independentemente das condições geológicas.

4.6.1.5 Taludes definitivos

a) Em Solo (incluindo colúvios, solos residuais e saprolitos)

- Inclinação: 1,5H:1V. a 2H:1V Altura máxima entre bancadas: 10,00 m. Alturas menores poderão ser definidas para materiais muito instáveis ou erodíveis.
- Bermas intermediárias entre bancadas, ou na transição com o horizonte inferior rochoso, com largura mínima de 3,00 m.
- Proteções: acima do N.A, proteção vegetal (grama em leivas, hidrossemeadura ou proteção tipo tela vegetal); taludes submersos ou sujeitos à variação do N.A., enrocamento de proteção ou concreto projetado com fibras, com ancoragens curtas e barbaças ou ainda muros de gabiões.

b) Rocha Alterada (*)

- 1,5H:1V para rocha alterada com espessura menor que 5,00 m 0,5H:1V para rocha alterada com espessura maior que 5,00 m.
- Altura máxima entre bancadas: 10,00 m.

- Bermas entre bancadas: 1,00 m.

(*) De acordo com as sondagens executadas até o momento é delgado o horizonte de rocha alterada na área de interesse das escavações obrigatórias, não sendo, portanto, esperado trechos em que a rocha alterada apresenta-se mais espessa.

c) Em Rocha Sã

- Taludes verticais.
- Altura máxima entre bancadas: 10,00 m.
- Bermas entre bancadas: 0,50 m.
- Proteções e tratamentos: concreto projetado, barras de ancoragem e/ou tirantes e drenos.

4.6.1.6 Taludes Provisórios

a) Em solos

- Inclinação: 1,5H:1V a 1H:1V.
- Altura máxima entre bancadas: 10,00 m.
- Bermas intermediárias entre bancadas, ou na transição com o horizonte inferior rochoso, com largura de 3,00 m.

b) Rocha Alterada

- Inclinação: 1,5H:1V para rocha alterada com espessura menor que 5,00 m, 0,5H:1V para rocha alterada com espessura maior que 5,00 m
- Altura máxima entre bancadas: 10,00 m.
- Bermas entre bancadas: 1,00 m.

c) Em Rocha Sã

- Taludes verticais.
- Altura máxima entre bancadas: 10,00 m.
- Bermas entre bancadas: 0,50 m.
- Proteções e tratamentos: tratamento eventual com tela flexível removível. Estabilização eventual de blocos/cunhas com barras de ancoragem e/ou tirantes e concreto projetado.

4.7 CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS EM ESCAVAÇÕES A CÉU ABERTO

4.7.1 Introdução

As superfícies rochosas expostas por escavações a céu aberto serão mapeadas e classificadas pelo sistema de classificação geomecânica de maciços rochosos, desenvolvido por Bieniawski (1989), denominado *Rock Mass Rating* – RMR, onde são ponderados os seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão uniaxial do material rochoso intacto (em MPa);
- RQD (*Rock Quality Designation*);

- Espaçamento entre as descontinuidades (em metro);
- Condições dos planos de descontinuidade;
- Condições relativas à água subterrânea;
- Orientação das descontinuidades.

Para cada um desses parâmetros acima é dado um Peso, que será maior quanto melhor forem as características geomecânicas do maciço. O valor da classificação RMR é obtido pelo somatório dos Pesos dados para cada parâmetro. A seguir são apresentados os critérios de associação de pesos aos respectivos parâmetros.

4.7.2 Resistência à Compressão Uniaxial do Material Rochoso Intacto

A resistência do material rochoso intacto deve ser obtida preferencialmente por meio de ensaios de compressão simples, em corpos de prova preparados a partir de testemunhos de sondagens rotativas. Alternativamente, a mesma pode ser definida a partir da resistência a compressão puntiforme da rocha. A

Tabela 4.2 abaixo, apresenta os Pesos associados aos valores de resistência da rocha.

Tabela 4.2 - Pesos Correspondentes aos Valores de Resistência do Material Rochoso

Descrição Qualitativa	Resistência à Compressão Simples (MPa)	Índice Puntiforme (MPa)	Peso
Excepcionalmente resistente	>250	8	15
Muito resistente	100-250	4-8	12
Resistente	50-100	2-4	7
Regular	25-50	1-2	4
Fraca	10-25	---	2
Muito fraca	2-10	---	1
Excepcionalmente fraca	1-2	---	0

Material com resistência à compressão simples $<0,6$ MPa devem ser considerados como solo

4.7.3 RQD – Rock Quality Designation

O índice RQD foi definido por Deere (1967), com a finalidade de estimar quantitativamente a qualidade do maciço rochoso a partir dos testemunhos de sondagem rotativa. Representa, em percentagem, a relação entre o somatório do comprimento dos testemunhos maiores que 10 cm e o comprimento total do trecho amostrado. Para que a aplicação do RQD seja válida, os testemunhos devem ser no mínimo do diâmetro NW e amostrados com barriletes duplos.

Palmström (1982) sugeriu que, na ausência dos testemunhos de sondagens, o RQD pode ser avaliado pela estimativa do número de descontinuidades por unidade de volume a partir do mapeamento de afloramentos naturais, fundações ou taludes de escavação, onde:

$$RQD = 110 - 2,5J_v$$

Nas relações acima, J_v é a soma do número de descontinuidades de todas as famílias presentes no trecho mapeado, por unidade de comprimento nos 3 eixos X, Y e Z, ou seja, é o número de feições presentes em 1 m^3 de maciço rochoso. A tabela a seguir apresenta os Pesos a serem usados para o cálculo do RMR, associados para cada intervalo de RQD.

Tabela 4.3 - Pesos a Serem Associados aos Valores de RQD

Descrição Qualitativa	RQD (%)	Peso
Excelente	90-100	20
Bom	75-90	17
Regular	50-75	13
Pobre	25-50	8
Muito pobre	<25	3

4.7.4 Espaçamento entre as Descontinuidades

O espaçamento corresponde à distância linear entre dois planos de descontinuidades adjacentes e pertencentes à mesma família. O mapeamento deste parâmetro deve considerar a média aritmética da família mais crítica com respeito à estabilidade do maciço. A Tabela 4.4 mostra os valores dos Pesos a serem utilizados para o cálculo do RMR do talude em questão.

Tabela 4.4 - Pesos a Serem Associados aos Valores de Espaçamento entre Descontinuidades da Mesma Família.

Descrição Qualitativa	Espaçamento (m)	Pesos
Muito espaçada	>2	20,00
Espaçada	0,6-2	15,00
Regular	0,2-0,6	10,00
Pouco espaçada	0,06-0,2	8,00
Muito Pouco espaçada	<0,06	5,00

Se mais de uma família de descontinuidades estiver presente, considerar aquela de menor espaçamento

4.7.5 Condições dos Planos de Descontinuidades

Neste parâmetro estão incluídas várias propriedades geomecânicas superfícies das descontinuidades como: rugosidade, abertura, persistência, alteração e materiais de preenchimento. Os detalhes da associação de pesos estão apresentados na tabela a seguir:

Tabela 4.5 - Pesos a Serem Associados às Condições das Descontinuidades

Descrição Qualitativa	Pesos
Paredes muito rugosas e sãs, contato rocha-rocha, presença de "pontes rochosas", fechadas.	30
Paredes rugosas e levemente alteradas, espaço entre as paredes <1mm	25
Levemente rugosas, moderadamente a muito alteradas, espaço entre as paredes <1mm	20
Paredes com estruturas "slikensided" ou preenchimento com 1-5mm de espessura ou espaço entre as paredes entre 1-5mm	10
Preenchimento com espessura >5mm, espaço entre as paredes >5mm	0

4.7.6 Condições Relativas à Água Subterrânea

Este parâmetro pode ser obtido através de uma descrição da situação geral da fundação ou da parede da escavação. No caso da disponibilidade de informações sobre a carga hidráulica atuante no maciço, pode ser usada a razão entre a carga hidráulica e a tensão principal maior do maciço. Em escavações subterrâneas, o julgamento pode ser feito a partir da leitura da vazão de infiltração (l/min) em 10m lineares de escavação. A Tabela 4.6 resume o critério de associação de pesos.

Tabela 4.6 - Pesos a Serem Associados de Acordo com as Condições Relativas à Água Subterrânea

Vazão de Infiltração em 10m de túnel (l/min)	nenhuma	<10	10-25	25-125	>125
Carga Hidráulica / Tensão Principal Maior	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5
Descrição Geral	Seco	Úmido	Molhado	Gotejamento	Infiltração contínua
Pesos	15	10	7	4	0

4.7.7 Cálculo do RMR

O valor de RMR obtido pelo somatório dos pesos associados a cada parâmetro acima descrito é denominado RMR básico.

Em 1989, Bieniawski apresentou alguns critérios para penalização do RMR básico de acordo com as relações espaciais entre atitude da(s) descontinuidade(s) e a orientação do túnel, talude ou fundação em questão. As tabelas abaixo ilustram este conceito.

Tabela 4.7 - Tipos de Relações Espaciais entre o Sentido de Escavação de Túnel e a Atitude de Descontinuidades

Direção perpendicular ao eixo do Túnel				Direção paralela ao eixo do Túnel	
Feição mergulhando a favor da escavação		Feição mergulhando contra a escavação			
mergulho entre 45°-90°	mergulho entre 20°-45°	mergulho entre 45°-90°	mergulho entre 20°-45°	mergulho entre 20°-45°	mergulho entre 45°-90°
Muito Favorável	Favorável	Regular	Desfavorável	Regular	Muito Desfavorável

Tabela 4.8 - Tipos de Relações Espaciais entre a Orientação da Fundação e a Atitude de Descontinuidades

Mergulho da feição entre 0°-10°	Mergulho entre 10°-30°		Mergulho da feição entre 30°-60°	Mergulho da feição entre 60°-90°
	Sentido do mergulho da feição			
	Montante	Jusante		
Muito Favorável	Desfavorável	Regular	Favorável	Muito Desfavorável

Tabela 4.9 - Orientação para Penalização do RMR Básico em Função da Orientação das Descontinuidades

Qualificação	Muito Favorável	Favorável	Regular	Desfavorável	Muito Desfavorável
Túneis	0	-2	-5	-10	-12
Fundações	0	-2	-7	-15	-25
Taludes*	0	-5	-25	-50	-60

* - É recomendado a utilização do Sistema SMR para classificação de taludes rochosos

Após serem realizadas as devidas penalizações no valor do RMR básico, obtém-se o RMR do maciço, ao qual são associadas às diversas classes de maciço juntamente com estimativas de algumas propriedades geomecânicas.

Tabela 4.10 - Classes de Maciço Rochoso e Estimativa de Propriedades Geomecânicas

Pesos	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classes de Maciço	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito Bom	Bom	Regular	Pobre	Muito Pobre
Tempo Médio de Auto-suporte	10 anos p/ túneis de $\phi=15m$	6 meses p/ túneis de $\phi=8m$	1 semana p/ túneis de $\phi=5m$	10 horas p/ túneis de $\phi=2,5m$	30 minutos p/ túneis de $\phi=1m$
Coesão do Maciço Rochoso (MPa)	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
Ângulo de Atrito Interno do Maciço Rochoso	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	15°

É apresentado no Anexo-II um quadro completo do Sistema RMR contendo todos os parâmetros de classificação e os respectivos pesos a eles associados.

4.8 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação visa monitorar o comportamento das obras ao longo do seu período construtivo, quando necessário, e durante a sua vida útil.

A instrumentação tem os seguintes objetivos principais:

- Comparar os resultados obtidos com os cálculos teóricos de deformação, estabilidade e percolação realizados.
- Detectar alterações anômalas e perigosas alertando sobre condições não previstas de comportamento das superestruturas e fundações.

Deverão ser instrumentadas as obras de terra-enrocamento, contemplando-se tanto a fundação, se necessário, quanto o corpo do aterro.

Prioritariamente serão monitoradas:

- Pressões neutras por meio de piezometria;
- Deformação do aterro por meio de marcos superficiais.

UHE ITAOCARA I

5. ANEXOS

5.1 ANEXO I – LEGENDA E CONVENÇÕES PARA O MAPEAMENTO DE TALUDES ROCHOSOS E FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS

LEGENDAS E CONVENÇÕES		REV 1
<p><u>LITOLOGIAS</u></p> <p>BC – BASALTO COMPACTO BR – BRECHA BVA – BASALTO VESICULO-AMIGDALOIDAL AR – ARENITO</p> <p><u>CONTATOS / DESCONTINUIDADES</u></p> <p>----- XISTOSIDADE</p> <p>———— FRATURA ABERTA - - - - FRATURA SELADA ——— FALHA</p> <p>· · · · · CONTATO GEOLÓGICO - - - - - CONTATO ENTRE DIFERENTES TIPOS DE MACIÇO</p> <p><u>SUPERFÍCIE DAS FRATURAS E DESCONTINUIDADES</u></p> <p>RG – RUGOSA LI – LISA ES – ESTRIADA IR – IRREGULAR, ANGULOSA PL – PLANA ON – ONDULADA</p> <p>E1 – ABERTURA < 1mm E2 – ABERTURA ENTRE 1 E 5mm E3 – ABERTURA > 5mm E4 – ABERTURA >1cm</p> <p>σ1 – PAREDES SÁS σ2 – PAREDES LEVEMENTE ALTERADAS σ3 – PAREDES MODERADAMENTE ALTERADAS σ4 – PAREDES MUITO ALTERADAS</p> <p><u>PREENCHIMENTO</u></p> <p>P0 – CONTATO ROCHA X ROCHA P1 – GRANULAR P2 – GRANULAR E SOLO P3 – SOLO</p> <p><u>Q</u> – VEIO DE QUARTZO <u>C</u> – VEIO DE MATERIAL CARBONÁTICO <u>M</u> – CONCENTRAÇÃO DE MICA <u>Q</u> – CONCENTRAÇÃO DE QUARTZO <u>G</u> – CONCENTRAÇÃO DE GRAFITA</p> <p><u>U</u> – UMIDADE <u>P</u> – PINGOS</p> <p>15 <u>Q</u> 30 – SURGÊNCIA (COM VOLUME APROXIMADO)</p> <p><u>T</u> – TRINCA CAUSADA POR DESMONTE (cm)</p> <p>— — — — — MEDIDA DE ATITUDE DOS PLANOS DE DESCONTINUIDADE (RUMO DO MERGULHO / MERGULHO)</p> <p><u>■</u> – ESPELHO OU SUPERFÍCIE DE FRATURA</p> <p><u>T</u> – FACE DE TALUDE / DEPRESSÃO</p>	<p><u>GRAU DE DECOMPOSIÇÃO</u></p> <p>D1 – ROCHA SA D2 – ROCHA POUCO DECOMPOSTA D3 – ROCHA MEDIANAMENTE DECOMPOSTA D4 – ROCHA MUITO DECOMPOSTA D5 – ROCHA EXTREMAMENTE DECOMPOSTA (SAPROLITO)</p> <p><u>GRAU DE CONSISTÊNCIA</u></p> <p>C1 – MUITO CONSISTENTE C2 – CONSISTENTE C3 – MEDIANAMENTE CONSISTENTE C4 – POUCO CONSISTENTE C5 – INCONSISTENTE (SAPROLITO)</p> <p><u>GRAU DE FRATURAMENTO</u></p> <p>F1 – OCASIONALMENTE FRATURADA (≤ 1 FRATURA/METRO) F2 – POUCO FRATURADA (1 A 5 FRATURAS/METRO) F3 – MEDIANAMENTE FRATURADA (6 A 10 FRATURAS/METRO) F4 – MUITO FRATURADA (11 A 20 FRATURAS/METROS) F5 – EXTREMAMENTE FRATURADA (> 20 FRATURAS/METRO)</p> <p><u>TIPOS DE MACIÇO (RMR)</u></p> <p>I – MUITO BOM (100–81) II – BOM (80–61) III – REGULAR (60–41) IV – POBRE (40–21) V – MUITO POBRE (<20)</p>	

UHE ITAOCARA I

5.2 ANEXO II – RMR - SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

A - PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO								
Resistência do material intacto	Índice Puntiforme	>10MPa	4-10 MPa	2-4MPa	1-2MPa	Somente para Compressão Simples		
	Compressão Simples	>250MPa	100-250 MPa	50-100MPa	25-50MPa	5-25MPa	1-5MPa	<1MPa
Peso		15,00	12,00	7,00	4,00	2,00	1,00	0,00
RQD (Rock Quality Designation)		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
Peso		20,00	17,00	13,00	8,00	3,00		
Espaçamento entre as descontinuidades		>2m	0,6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
Peso		20,00	15,00	10,00	8,00	5,00		
Condições das Descontinuidades		Superfícies muito rugosas; descontinuas; fechadas; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura < 1mm; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura < 1mm; paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5mm ou abertura 1-5mm; contínuas	Preenchimento mole >5mm ou abertura >5mm; contínuas		
Peso		30,00	25,00	20,00	10,00	0,00		
Água subterrânea	Infiltração em 10m de túnel	nenhuma	<1,0 l/min	<25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
	Pressão de água na fratura/tensão principal	0,00	<0,2	0,1-0,3	0,2-0,6	0,50		
	Condições gerais	Completamente seco	Úmido	Molhado	Água sob pressão moderada	Problemas graves de água		
Peso		15,00	10,00	7,00	4,00	0,00		

B - AJUSTE PARA ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES						
Direção e Mergulho		Muito favorável	Favorável	Aceitável	Desfavorável	Muito desfavorável
Peso	Túneis	0,00	-2,00	-5,00	-10,00	-12,00
	Fundações	0,00	-2,00	-7,00	-15,00	-50,00
	Taludes	0,00	-2,00	-25,00	-50,00	-60,00

C - CLASSES DE MACIÇOS ROCHOSOS					
Somatório dos Pesos	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classes do maciços	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito Bom	Bom	Regular	Pobre	Muito Pobre

D - SIGNIFICADO DAS CLASSES DE MACIÇOS					
Classes	I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto-sustentação	10 anos	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos
Vão da seção	15m	10m	5m	2,5m	1,0m
Coesão	>400KPa	400-300KPa	300-200KPa	100-150KPa	<100KPa
Ângulo de Atrito	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

E - GUIA PARA CLASSIFICAÇÃO DE DESCONTINUIDADES					
Comprimento da feição (persistência)	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m
Peso	6,00	4,00	2,00	1,00	0,00
Abertura	Selada	<0,1mm	0,1-1,0mm	1-5mm	>5mm
Peso	6,00	5,00	4,00	1,00	0,00
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Levemente rugosa	Lisa	Slickensided
Peso	6,00	5,00	3,00	1,00	0,00

5.3 ANEXO III – ESTIMATIVA E JUSTIFICATIVA PARA ADOÇÃO DOS PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DE FUNDAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

5.3.1 Parâmetros Geomecânicos Maciço Rochoso (Sistema Internacional de Unidades)

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 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), de coerência dura (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 x), 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

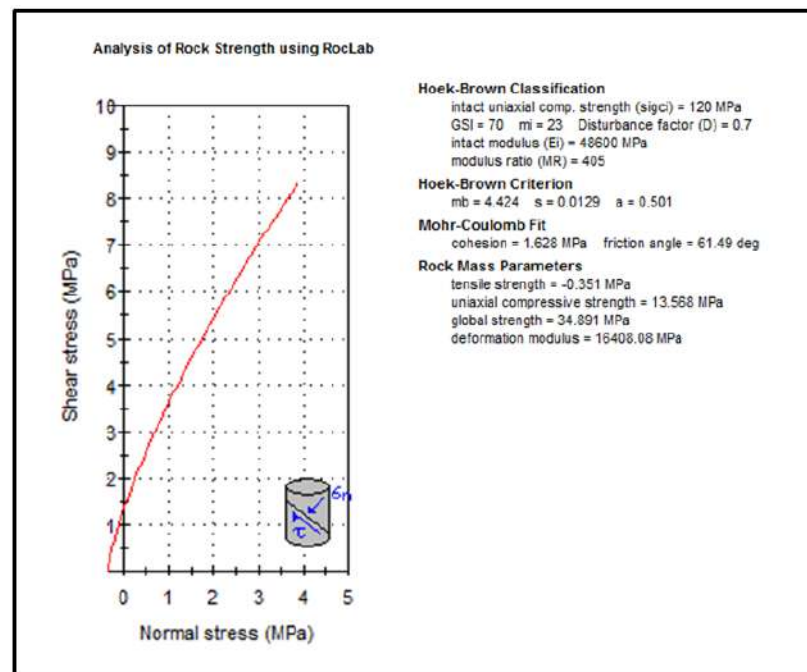


Figura 5.1 – Análise de Resistência do Maciço de Fundação Esperado para as Estruturas de Concreto da UHE Itaocara I, Utilizando o Software RocLab.

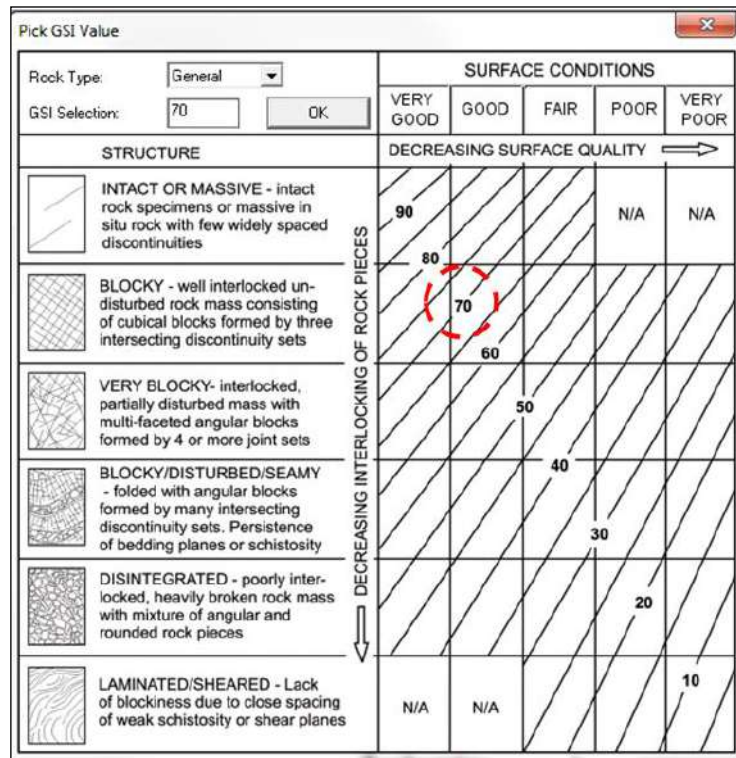


Figura 5.2 – Classificação Geomecânica do Maciço Rochoso no Nível de Fundação Previsto para as Estruturas de Concreto da Casa de Força e Descarregador de Fundo (Fonte: RocLab, 2007 – Versão 1.031)

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 $\phi_m = 41^\circ$.

5.3.2 Parâmetros Geomecânicos do Contato Concreto Rocha

Com base nos parâmetros estimados no RocLab para o maciço rochoso de fundação e na experiência da VLB, 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.

UHE ITAOCARA I

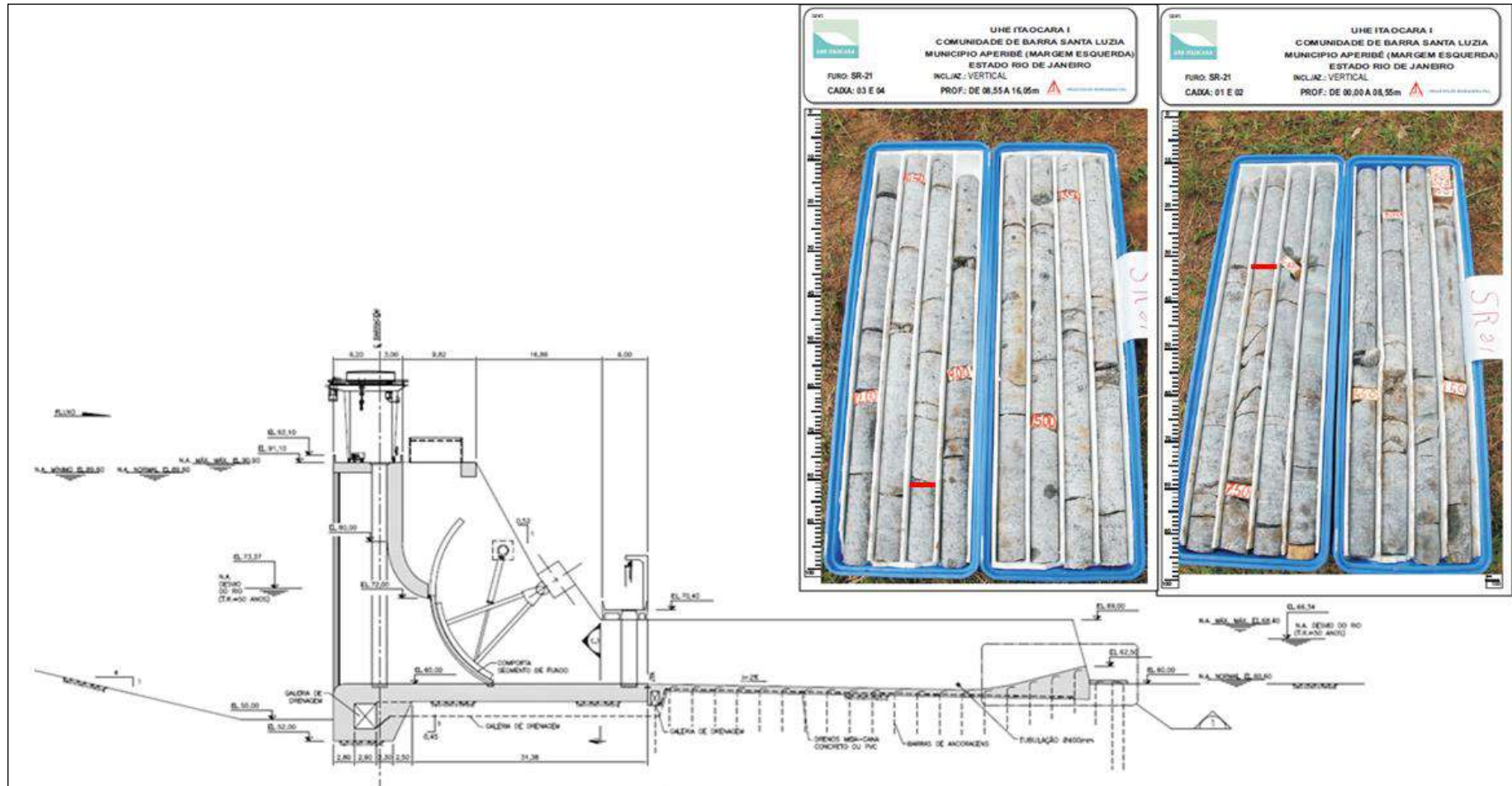


Figura 5.4 – Seção Longitudinal Típica do Descarregador de Fundo, Considerada na Memória de Cálculo da Estabilidade da Estrutura. Os traços Vermelhos nas Fotos Indicam o Trecho de Maciço Rochoso de Fundação Previsto para Assentamento da Estrutura.

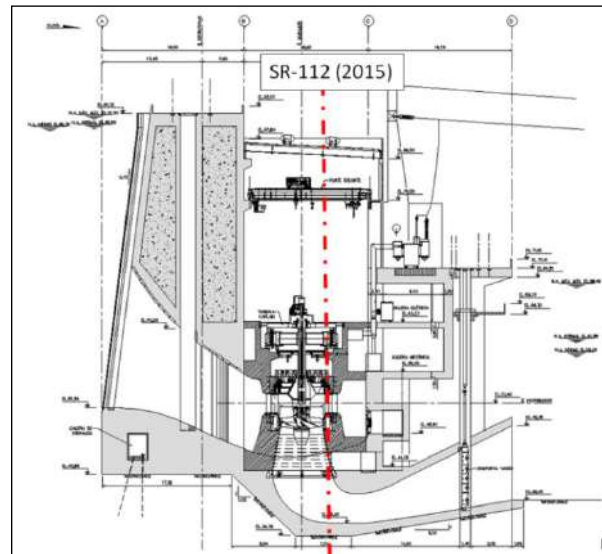
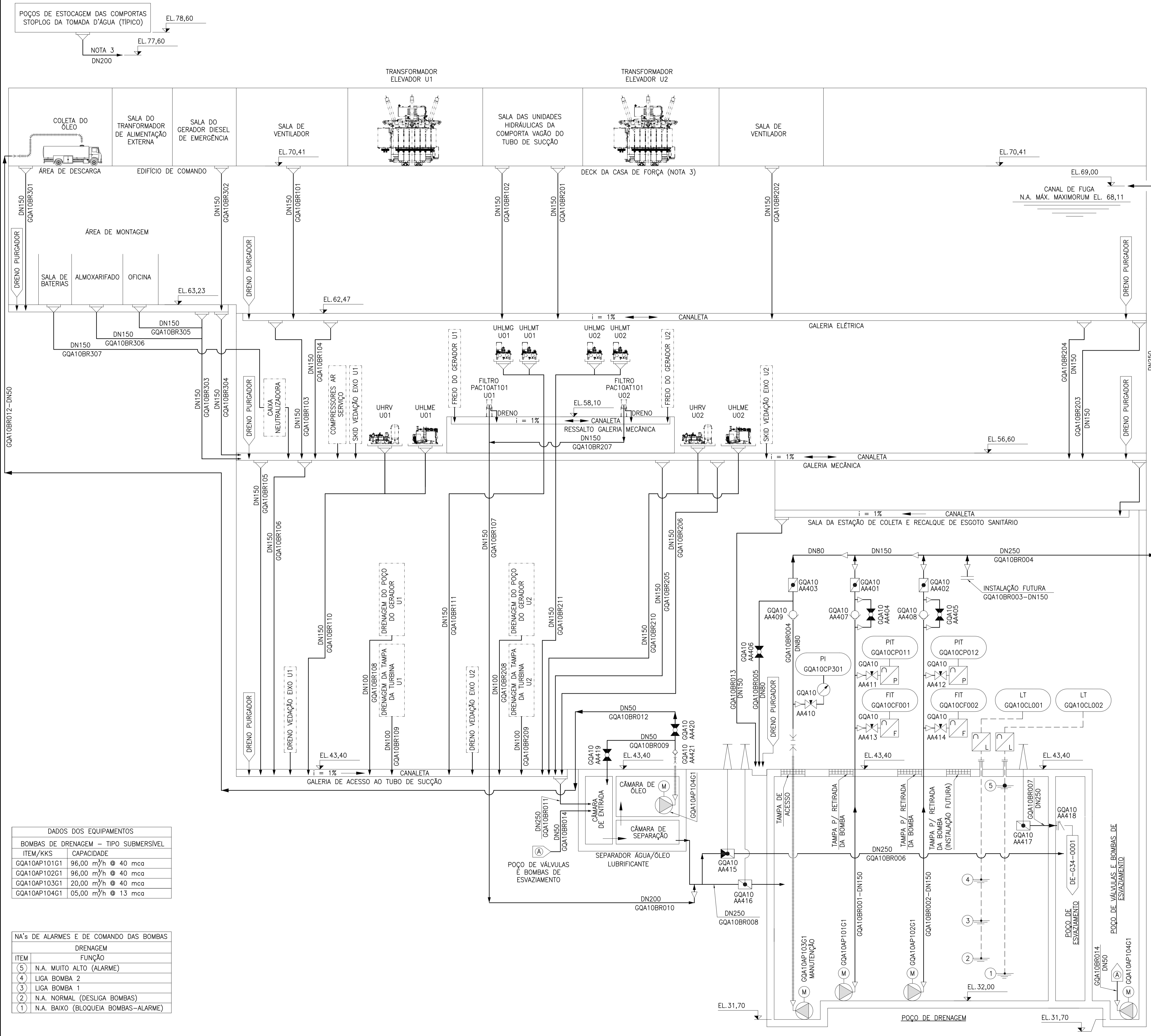


Figura 5.5 – Seção Longitudinal Típica da Tomada de Água/ Casa de Força Considerada na Memória de Cálculo de Estabilidade da Estrutura.



Figura 5.6 – 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 na Elevação de Assentamento da Estrutura de Concreto



- SIMBOLOGIA:**
- VÁLVULA FLAP
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA DE RETENÇÃO
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
 - PONTO DE DRENAGEM (RALO SECO)
 - BOMBA
 - REDUÇÃO
 - SENTIDO DE FLUXO NA TUBULAÇÃO
 - MANGOTE
 - ENGATE RÁPIDO
- INSTRUMENTOS:**
- TRANSMISSOR DE PRESSÃO
 - TRANSMISSOR DE NÍVEL
 - TRANSMISSOR DE FLUXO
 - MANÔMETRO
 - MOTOR ELÉTRICO
- LEGENDA:**
- PAC10AT101 - FILTRO DE RETROLAVAGEM
 - UHLME - UNIDADE HIDRÁULICA DO MANCAL ESCORA
 - UHLMG - UNIDADE HIDRÁULICA DO MANCAL GUIA DO GERADOR
 - UHLMT - UNIDADE HIDRÁULICA DO MANCAL GUIA DA TURBINA
 - UHRV - UNIDADE HIDRÁULICA DO REGULADOR DE VELOCIDADE

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

DE-G34-0001 - CASA DE FORÇA - SISTEMA DE ESVAZIAMENTO - FLUXOGRAMA
 DE-G33-0002 - TOMADA D'ÁGUA E VERTEDOURO - SIST. DRENAGEM - FLUXOGRAMA

NOTAS:

- ELEVAÇÕES EM METRO.
- SISTEMA REPRESENTADO EM REPOUSO COM A USINA EM OPERAÇÃO NORMAL.
- TODA A DRENAGEM NÃO CONTAMINADA COM ÓLEO ACIMA DA EL.74,41 SERÁ ENCAMINHADA DIRETAMENTE PARA O CANAL DE FUGA.

DADOS DOS EQUIPAMENTOS

BOMBAS DE DRENAGEM - TIPO SUBMERSIVEL	
ITEM/KKS	CAPACIDADE
GQA10AP101G1	96,00 m³/h @ 40 mca
GQA10AP102G1	96,00 m³/h @ 40 mca
GQA10AP103G1	20,00 m³/h @ 40 mca
GQA10AP104G1	05,00 m³/h @ 13 mca

NA's DE ALARMES E DE COMANDO DAS BOMBAS

ITEM	DRENAGEM	FUNÇÃO
5	N.A. MUITO ALTO (ALARME)	
4	LIGA BOMBA 2	
3	LIGA BOMBA 1	
2	N.A. NORMAL (DESLIGA BOMBAS)	
1	N.A. BAIXO (BLOQUEIA BOMBAS-ALARME)	

0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA

ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE DRENAGEM
FLUXOGRAMA

TÍTULO:

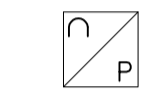
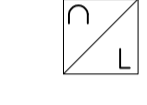
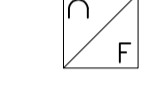
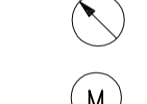
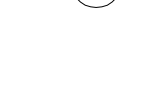
ESCALA: INDICADA
 FOLHA: B-DE-G33-0001
 NÚMERO DO CLIENTE

REV. 0

SIMBOLOGIA:

-  VÁLVULA FLAP
-  VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE FECHADA)
-  VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE ABERTA)
-  VÁLVULA DE RETENÇÃO
-  VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE ABERTA)
-  VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE FECHADA)
-  VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
-  VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
-  PONTO DE DRENAGEM (RALO SECO)
-  BOMBA
-  REDUÇÃO
-  SENTIDO DE FLUXO NA TUBULAÇÃO
-  MANGOTE
-  ENGATE RÁPIDO

INSTRUMENTOS:

-  TRANSMISSOR DE PRESSÃO
-  TRANSMISSOR DE NÍVEL
-  TRANSMISSOR DE FLUXO
-  MANÔMETRO
-  MOTOR ELÉTRICO

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

- DE-G34-0001- CASA DE FORÇA - SISTEMA DE ESVAZIAMENTO - FLUXOGRAMA
- DE-G33-0001- CASA DE FORÇA - SISTEMA DE DRENAGEM - FLUXOGRAMA

NOTAS:

- 1- ELEVAÇÕES EM METRO.
- 2- SISTEMA REPRESENTADO EM REPOUSO COM A USINA EM OPERAÇÃO NORMAL.

0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

V L B E N G E N H A R I A



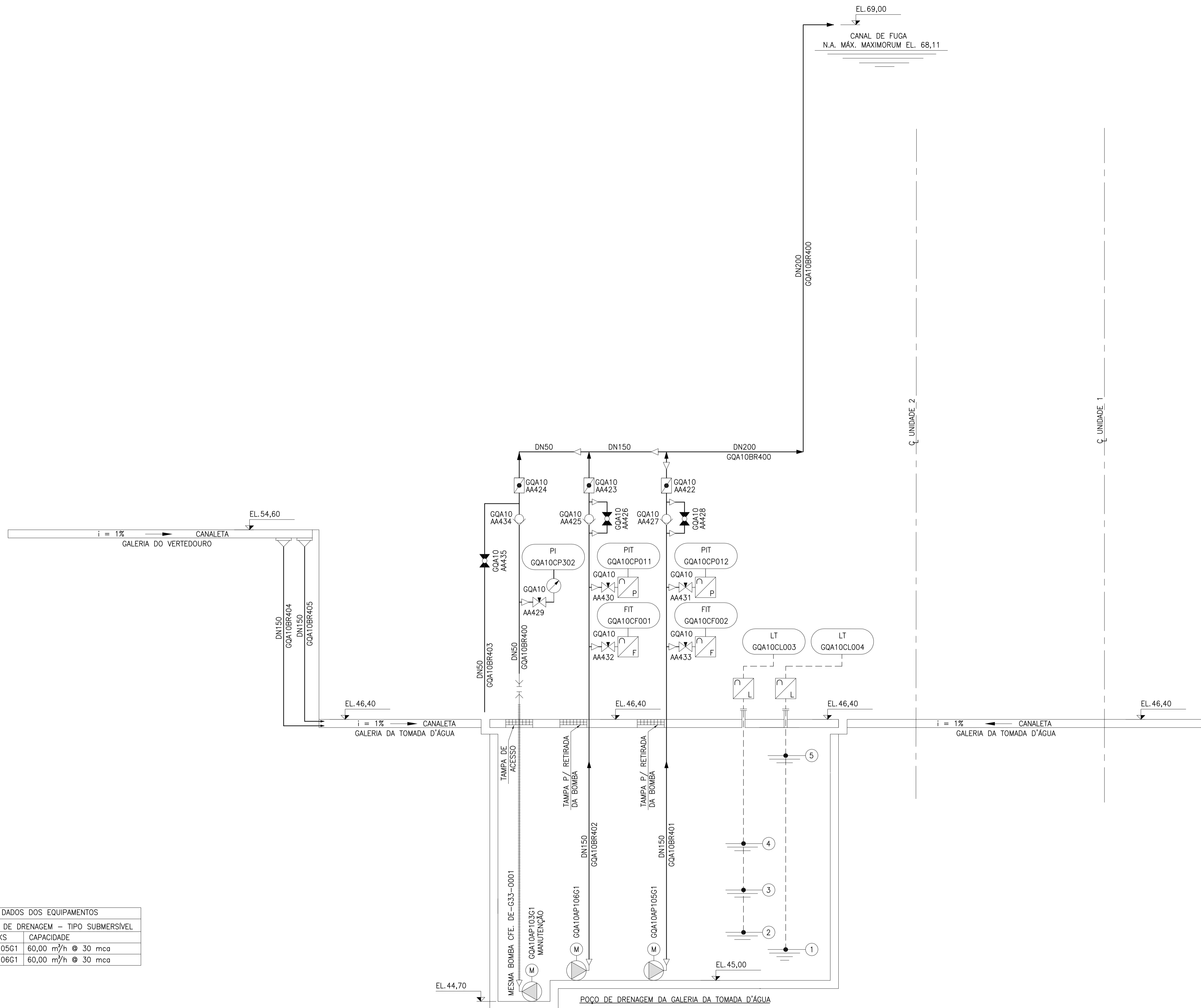
ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JAD</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

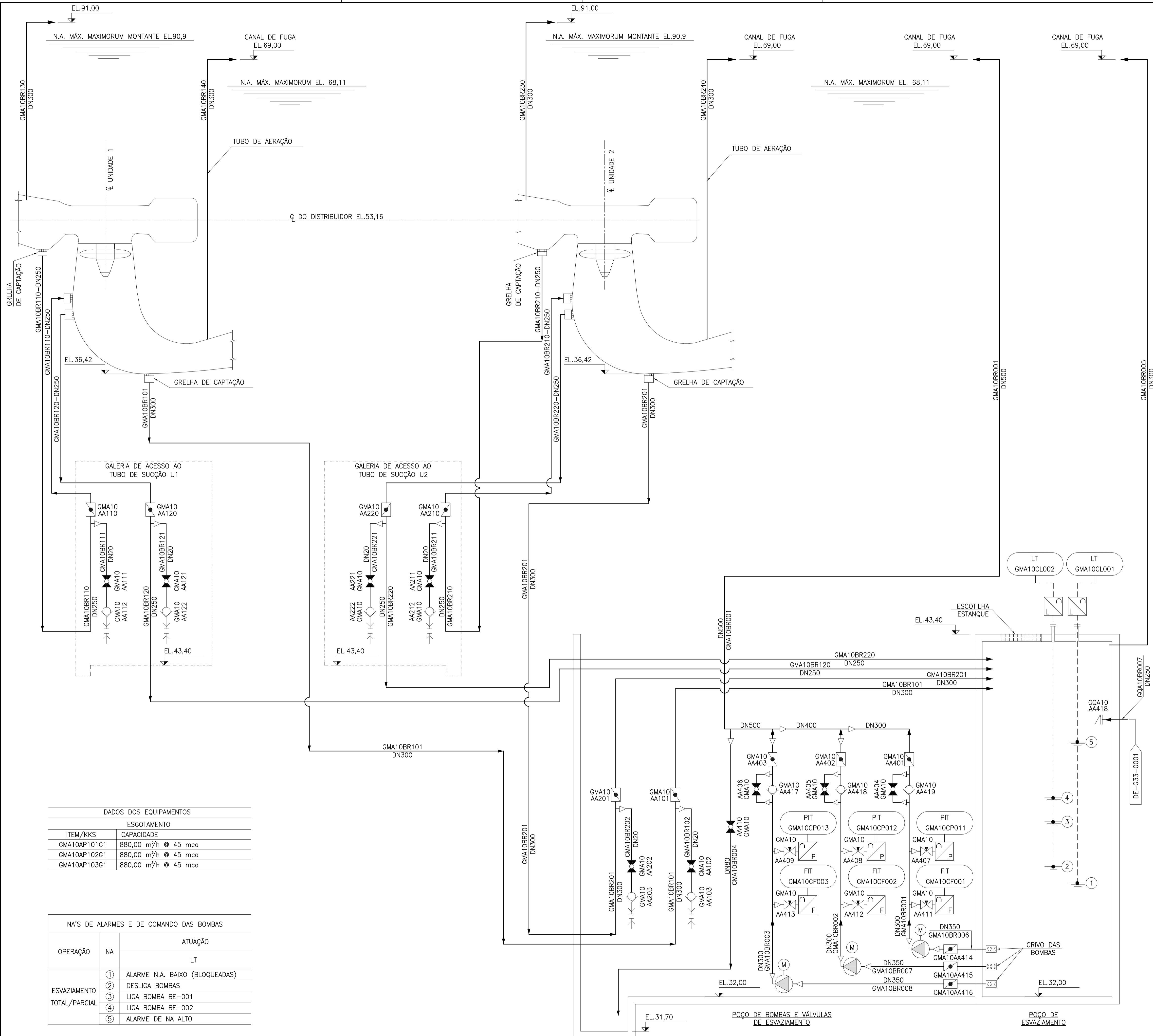
TÍTULO:
PROJETO BÁSICO
GALERIAS DA TOMADA D'ÁGUA E VERTEDOURO
SISTEMA DE DRENAGEM
FLUXOGRAMA

ESCALA:	DOC. Nº 1530-IT	REV.
INDICADA	B-DE-G33-0002	0
FOLHA:	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



BOMBAS DE DRENAGEM - TIPO SUBMERSIVEL	
ITEM/KKS	CAPACIDADE
GQA10AP105G1	60,00 m³/h @ 30 mca
GQA10AP106G1	60,00 m³/h @ 30 mca

DRENAGEM	
ITEM	FUNÇÃO
(5)	N.A. MUITO ALTO (ALARME)
(4)	LIGA BOMBA 2
(3)	LIGA BOMBA 1
(2)	N.A. NORMAL (DESLIGA BOMBAS)
(1)	N.A. BAIXO (BLOQUEIA BOMBAS-ALARME)



- SIMBOLOGIA:**
- VÁLVULA FLAP
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA DE RETENÇÃO
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
 - PONTO DE DRENAGEM (RALO SECO)
 - BOMBA
 - REDUÇÃO
 - SENTIDO DE FLUXO NA TUBULAÇÃO
 - MANGOTE
 - ENGATE RÁPIDO
- INSTRUMENTOS:**
- TRANSMISSOR DE PRESSÃO
 - TRANSMISSOR DE NÍVEL
 - TRANSMISSOR DE FLUXO
 - MANÔMETRO
 - MOTOR ELÉTRICO

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

DE-G33-0001- CASA DE FORÇA - SIST. DRENAGEM - FLUXOGRAMA
 DE-G33-0002- TOMADA D'ÁGUA E VERTEDOURO - SIST. DRENAGEM - FLUXOGRAMA

NOTAS:

1- ELEVAÇÕES EM METRO.
 2- SISTEMA REPRESENTADO EM REPOUSO COM A USINA EM OPERAÇÃO NORMAL.

DADOS DOS EQUIPAMENTOS	
ESGOTAMENTO	
ITEM/KKS	CAPACIDADE
GMA10AP101G1	880,00 m ³ /h @ 45 mca
GMA10AP102G1	880,00 m ³ /h @ 45 mca
GMA10AP103G1	880,00 m ³ /h @ 45 mca

NA'S DE ALARMES E DE COMANDO DAS BOMBAS	
OPERAÇÃO	ATUAÇÃO
	LT
①	ALARME N.A. BAIXO (BLOQUEADAS)
②	DESLIGA BOMBAS
③	LIGA BOMBA BE-001
④	LIGA BOMBA BE-002
⑤	ALARME DE NA ALTO

0 EMISSÃO FINAL		ELB	JAD	MA/16
N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA

ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MA/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE ESGOTAMENTO
FLUXOGRAMA

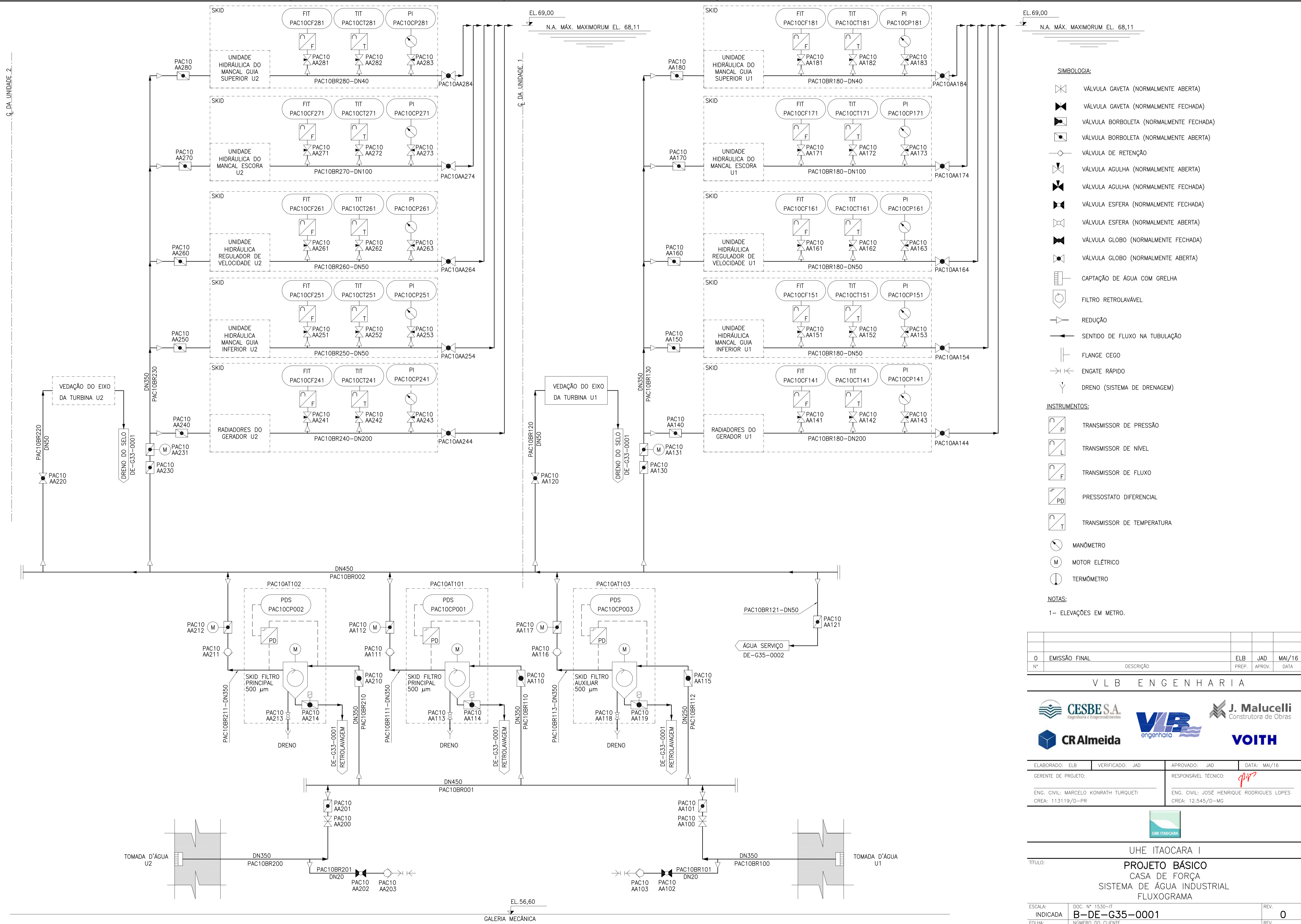
ESCALA: INDICADA	DOC. N° 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G34-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	

Q. DA UNIDADE 2

Q. DA UNIDADE 1

EL. 69,00
N.A. MÁX. MAXIMORUM EL. 68,11

EL. 69,00
N.A. MÁX. MAXIMORUM EL. 68,11



SIMBOLOGIA:

- VÁLVULA GAVETA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA GAVETA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA DE RETENÇÃO
- VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA GLOBO (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA GLOBO (NORMALMENTE ABERTA)
- CAPTAÇÃO DE ÁGUA COM GRELHA
- FILTRO RETROLAVÁVEL
- REDUÇÃO
- SENTIDO DE FLUXO NA TUBULAÇÃO
- FLANGE CEGO
- ENGATE RÁPIDO
- DRENO (SISTEMA DE DRENAGEM)

INSTRUMENTOS:

- TRANSMISSOR DE PRESSÃO
- TRANSMISSOR DE NÍVEL
- TRANSMISSOR DE FLUXO
- PRESSOSTATO DIFERENCIAL
- TRANSMISSOR DE TEMPERATURA
- MANÔMETRO
- MOTOR ELÉTRICO
- TERMÔMETRO

NOTAS:

1- ELEVAÇÕES EM METRO.

0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA



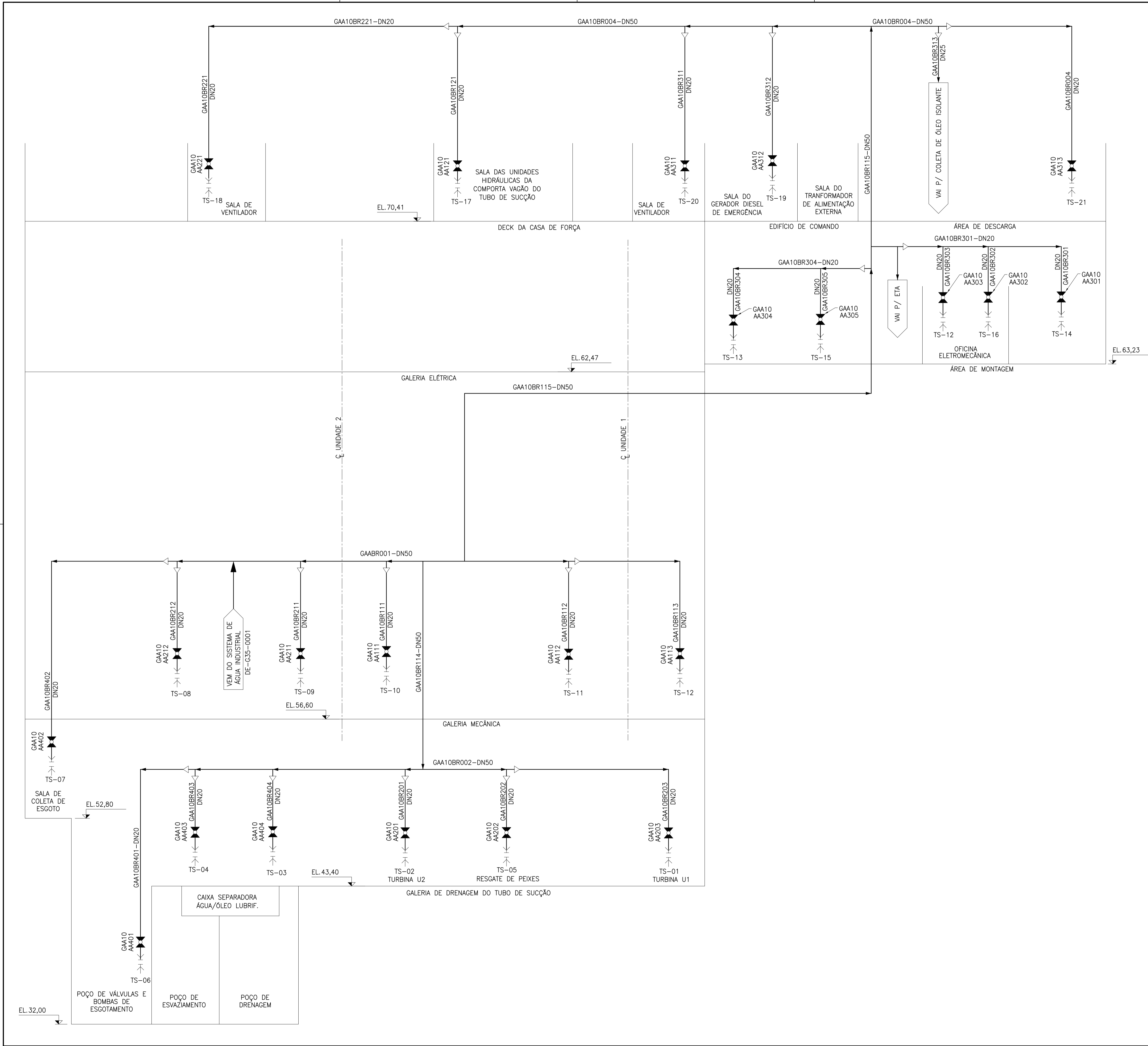
ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JAD</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO**
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE ÁGUA INDUSTRIAL
FLUXOGRAMA

ESCALA:	DOC. Nº 1530-IT	REV.	0
INDICADA	B-DE-G35-0001	REV.	
FOLHA:	NÚMERO DO CLIENTE		



- SIMBOLOGIA:**
- VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
 - ENGATE RÁPIDO
 - REDUÇÃO
- LEGENDA:**
- TS - TOMADA DE SERVIÇO
 - SW - PONTO DE ALIMENTAÇÃO DE ÁGUA DE SERVIÇO

- NOTAS:**
- 1- ELEVAÇÕES EM METROS.
 - 2- SISTEMA REPRESENTADO EM REPOUSO COM A USINA EM OPERAÇÃO NORMAL.

Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAJ/16

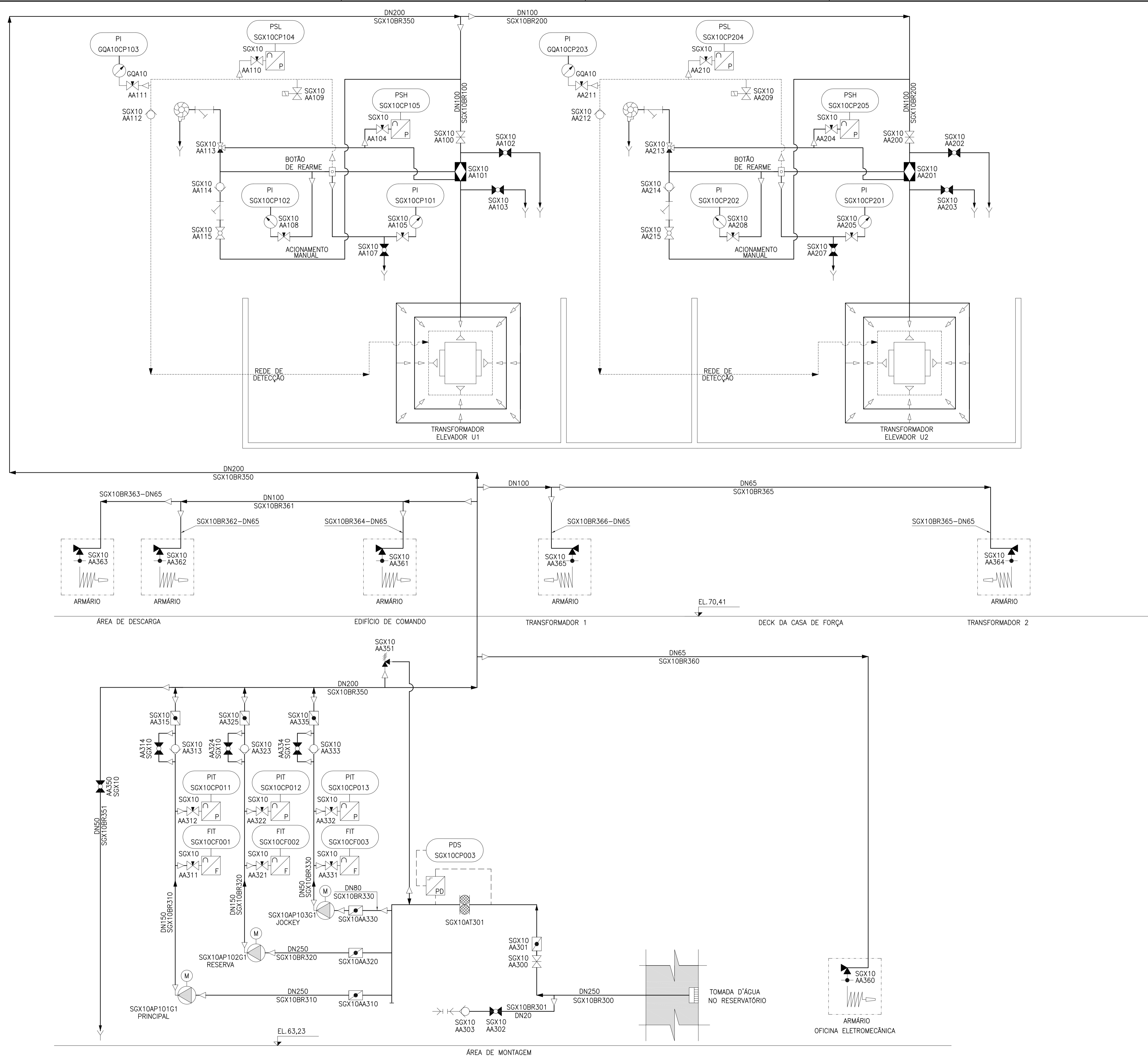
VLB ENGENHARIA

ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAJ/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE ÁGUA DE SERVIÇO
FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FLUXOGRAMA	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



SIMBOLOGIA:

- HIDRANTE DUPLO
- VÁLVULA ANGULAR
- VÁLVULA DE ALÍVIO (SEGURANÇA)
- VÁLVULA 3 VIAS (POSIÇÃO 1 FECHADA)
- VÁLVULA GAVETA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA GAVETA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA DE RETENÇÃO
- VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
- VÁLVULA GLOBO (NORMALMENTE FECHADA)
- VÁLVULA GLOBO (NORMALMENTE ABERTA)
- CAPTAÇÃO DE ÁGUA COM GRELHA
- FILTRO DUPLO CESTO
- REDUÇÃO
- BICO NEBULIZADOR
- DETECTOR
- ENGATE RÁPIDO
- DRENO (SISTEMA DE DRENAGEM)
- BOMBA
- VÁLVULA DILÚVIO
- ALARME HIDRÁULICO

INSTRUMENTOS:

- TRANSMISSOR DE PRESSÃO
- TRANSMISSOR DE FLUXO
- PRESSOSTATO DIFERENCIAL
- MANÔMETRO
- MOTOR ELÉTRICO
- ACIONAMENTO POR SOLENÓIDE

NOTAS:

1- ELEVAÇÕES EM METRO.

0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA



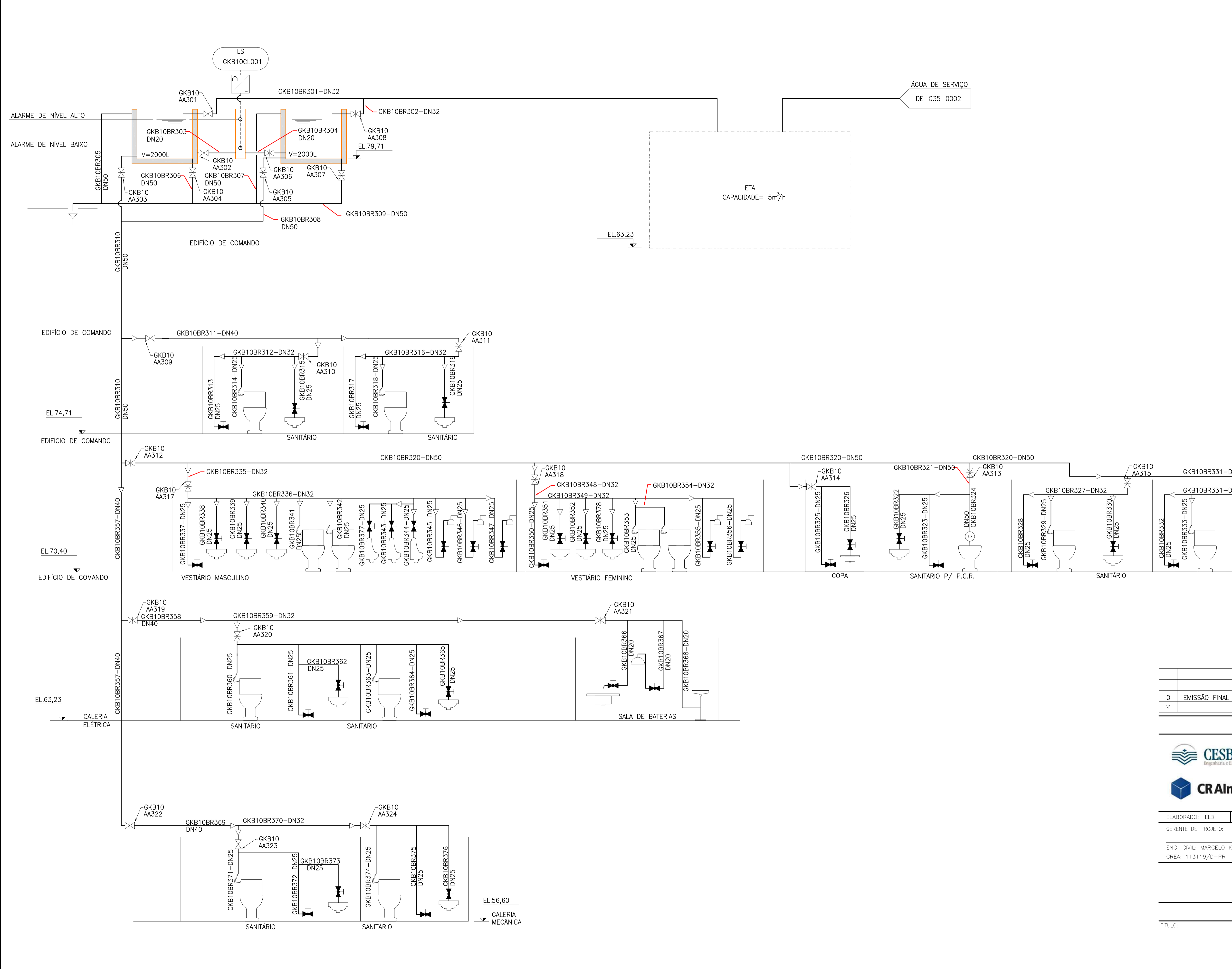
ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO**
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO
FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G36-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	



- LEGENDA:**
- REDUÇÃO
 - VÁLVULA SOLENÓIDE
 - VÁLVULA BORBOLETA
 - VÁLVULA ESFERA
 - VÁLVULA GAVETA
 - VÁLVULA GAVETA NORMALMENTE FECHADA
 - VÁLVULA GAVETA NF - ACIONAMENTO MANUAL
 - VÁLVULA GLOBO NF - ACIONAMENTO MANUAL
 - PIA
 - VASO SANITÁRIO
 - MICTÓRIO
 - LAVATÓRIO
 - CHUVEIRO ELÉTRICO
 - CHUVEIRO DE EMERGÊNCIA
 - LAVA - OLHOS
- INSTRUMENTOS:**
- TRANSMISSOR DE NÍVEL

0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA

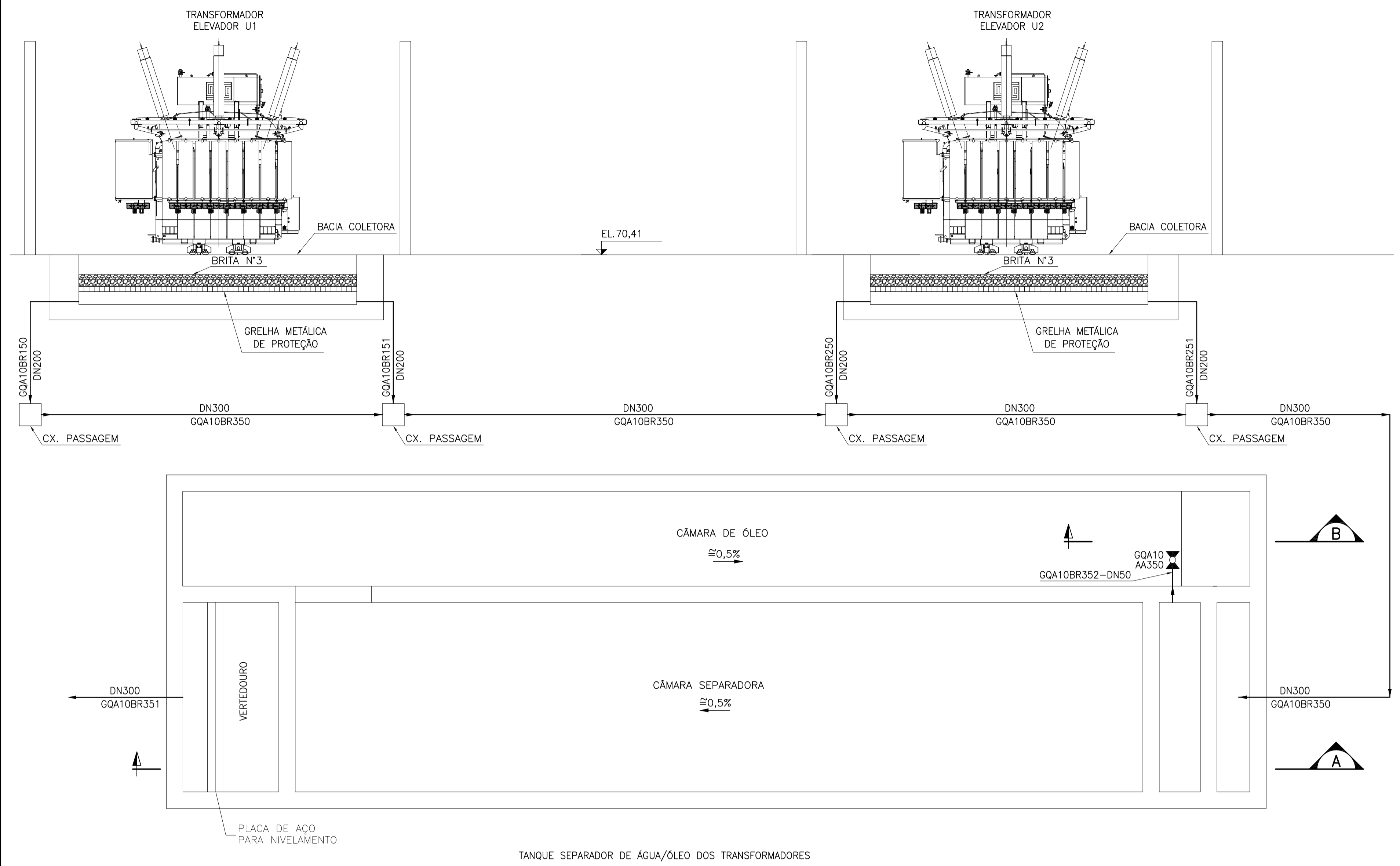


ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JAD</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I
PROJETO BÁSICO
 CASA DE FORÇA
 SISTEMA DE ÁGUA POTÁVEL
 FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G37-0001 NÚMERO DO CLIENTE	REV.



- SIMBOLOGIA:**
- VÁLVULA TIPO BÓIA
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA DE RETENÇÃO
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
 - BOMBA
 - REDUÇÃO
 - SENTIDO DE FLUXO NA TUBULAÇÃO
 - MANGOTE
 - ENGATE RÁPIDO

- INSTRUMENTOS:**
- TRANSMISSOR DE PRESSÃO
 - TRANSMISSOR DE NÍVEL
 - TRANSMISSOR DE FLUXO
 - MANÔMETRO
 - MOTOR ELÉTRICO
- LEGENDA:**
- PAC10AT101 - FILTRO DE RETROLAVAGEM
 - UHLME - UNIDADE HIDRÁULICA DO MANCAL ESCORA
 - UHLMG - UNIDADE HIDRÁULICA DO MANCAL GUIA DO GERADOR
 - UHLMT - UNIDADE HIDRÁULICA DO MANCAL GUIA DA TURBINA
 - UHRV - UNIDADE HIDRÁULICA DO REGULADOR DE VELOCIDADE

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

DE-G33-0001 - CASA DE FORÇA - SIST. DRENAGEM - FLUXOGRAMA
 DE-G35-0002 - CASA DE FORÇA - SIST. ÁGUA DE SERVIÇO - FLUXOGRAMA

NOTAS:

1- DIMENSÕES EM MILÍMETRO E ELEVAÇÕES EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO.
 2- A BOMBA USADA NESTE SISTEMA SERÁ A MESMA DA CAIXA SEPARADORA DE ÁGUA/ÓLEO LUBRIFICANTE DA CASA DE FORÇA.

0 EMISSÃO FINAL		ELB	JAD	MAI/16
N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

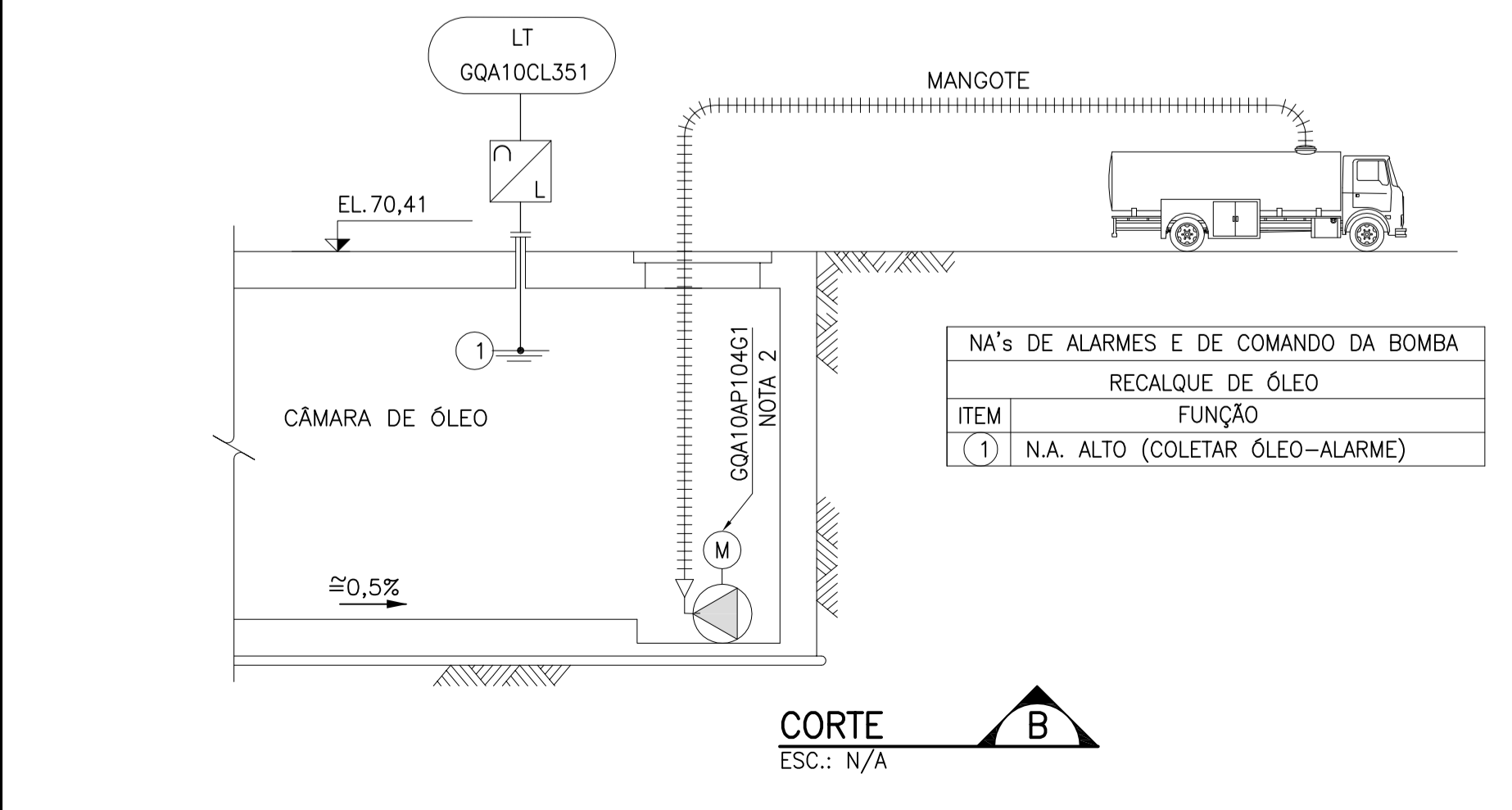
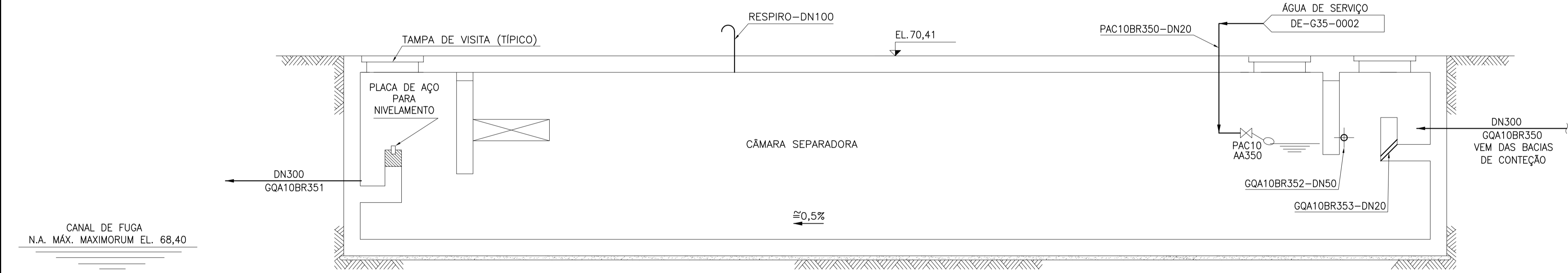
VLB ENGENHARIA

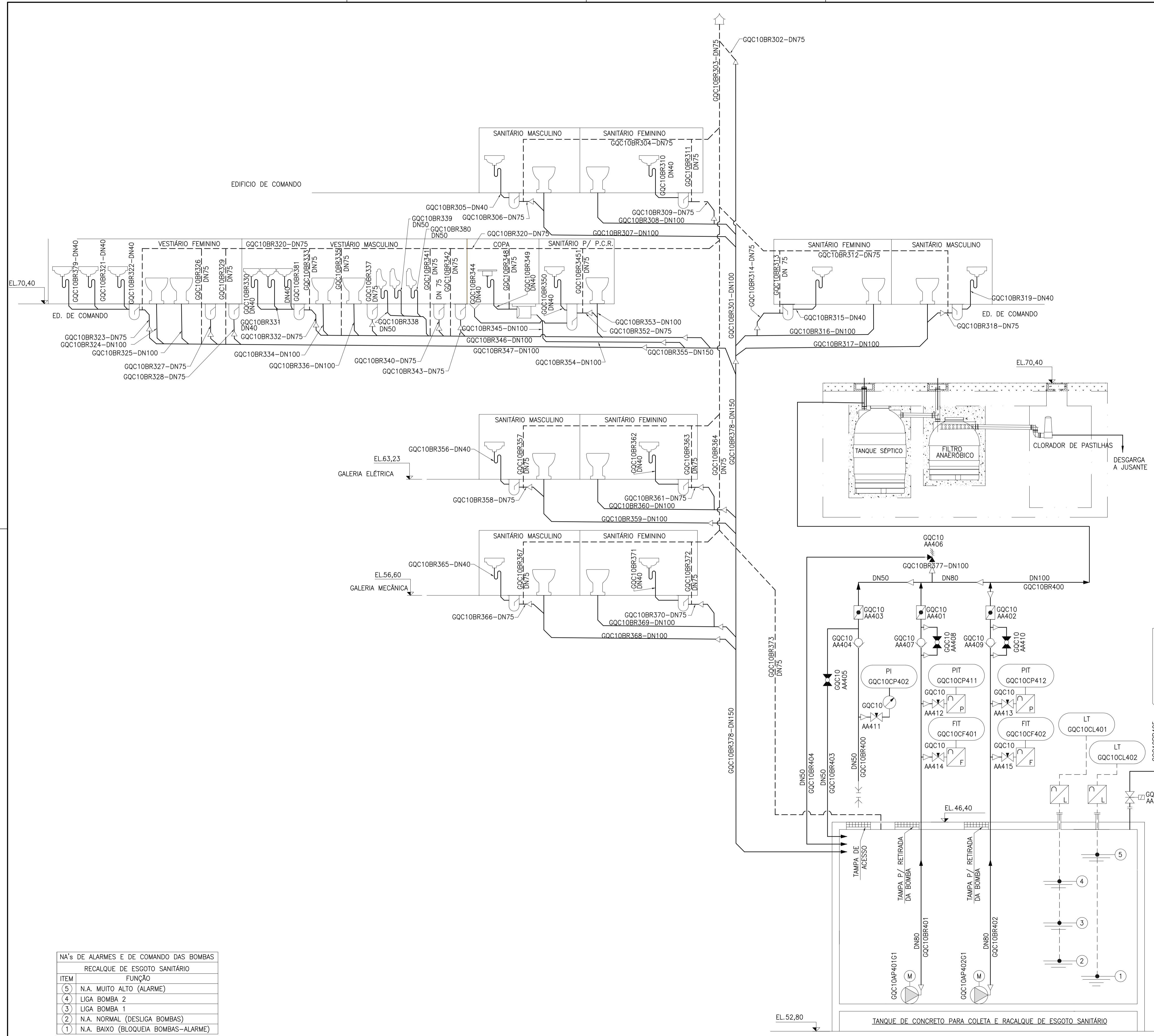
ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
 CASA DE FORÇA
 SISTEMA DE SEPARAÇÃO DE ÁGUA-ÓLEO
 FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G38-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	





- LEGENDA:**
- LINHA PRINCIPAL
 - >|< ENGATE RÁPIDO
 - > REDUÇÃO
 - - - LINHA DE AERAÇÃO
 - PIA
 - VASO SANITÁRIO COM CAIXA ACOPLADA
 - LAVATÓRIO
 - MICTÓRIO
 - CAIXA SIFONADA
 - RALO SECO P/ CHUVEIRO
 - SAIDA DE AR - RESPIRO
 - BOMBA SUBMERSÍVEL
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA BORBOLETA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA DE RETENÇÃO
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA AGULHA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
- INSTRUMENTOS:**
- PI TRANSMISSOR DE PRESSÃO
 - LI TRANSMISSOR DE NÍVEL
 - FI TRANSMISSOR DE FLUXO
 - MAN MANÔMETRO
 - M MOTOR ELÉTRICO
- NOTAS:**
- 1 - ELEVAÇÕES EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO

RECALQUE DE ESGOTO SANITÁRIO	
ITEM	FUNÇÃO
(5)	N.A. MUITO ALTO (ALARME)
(4)	LIGA BOMBA 2
(3)	LIGA BOMBA 1
(2)	N.A. NORMAL (DESLIGA BOMBAS)
(1)	N.A. BAIXO (BLOQUEIA BOMBAS-ALARME)

EMISSÃO FINAL		ELB	JAD	MAI/16
N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0				

VLB ENGENHARIA





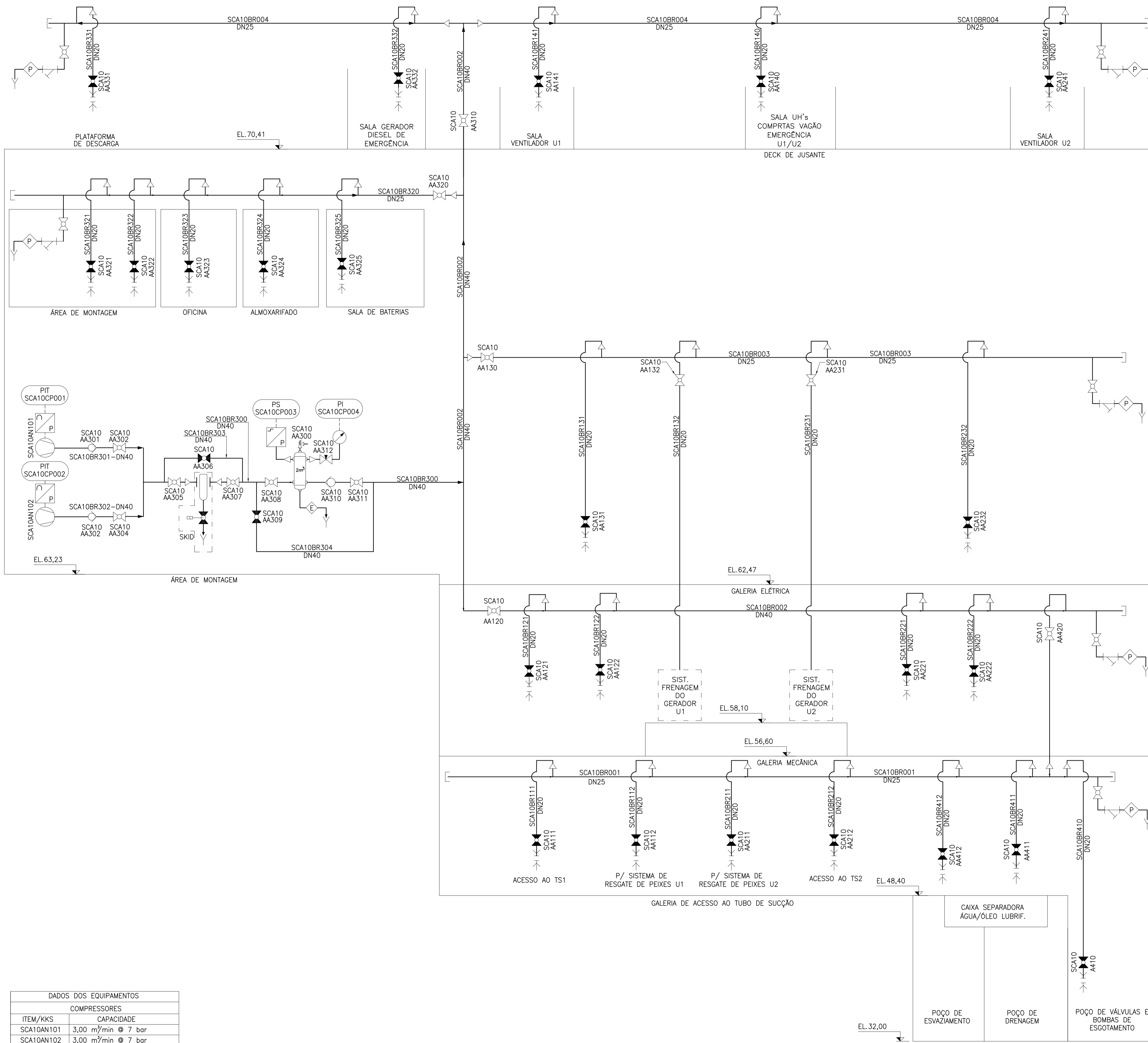



ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO
FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. N° 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G39-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	



- SIMBOLOGIA:**
- VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE ABERTA)
 - VÁLVULA ESFERA (NORMALMENTE FECHADA)
 - VÁLVULA SOLENÓIDE
 - VÁLVULA DE SEGURANÇA E ALÍVIO
 - VÁLVULA DE RETENÇÃO
 - REDUÇÃO/AMPLIAÇÃO
 - ENGATE RÁPIDO
 - TANQUE DE AR COMPRIMIDO
 - COMPRESSOR DE AR
 - TAMPÃO
 - FILTRO COALESCENTE
 - DRENO
 - FILTRO "Y"
 - PURGADOR TERMODINÂMICO
 - PURGADOR ELETRÔNICO

- INSTRUMENTOS:**
- PRESSOSTATO
 - TRANSMISSOR DE NÍVEL
 - TRANSMISSOR DE FLUXO
 - PRESSOSTATO DIFERENCIAL
 - MANÔMETRO

- NOTAS:**
- 1 - ELEVAÇÕES EM METROS.
 - 2 - SISTEMA REPRESENTADO EM REPOUSO COM A USINA EM OPERAÇÃO NORMAL.

0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAJ/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA

ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAJ/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>[Signature]</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

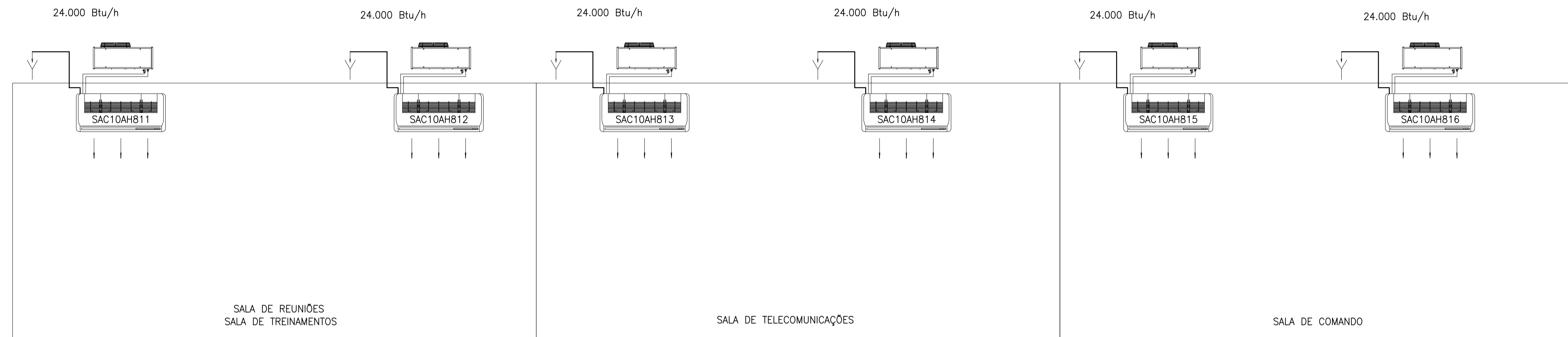


UHE ITAOCARA I
PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE AR COMPRIMIDO
FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G40-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	

DADOS DOS EQUIPAMENTOS

COMPRESSORES	
ITEM/KKS	CAPACIDADE
SCA10AN101	3,00 m ³ /min @ 7 bar
SCA10AN102	3,00 m ³ /min @ 7 bar



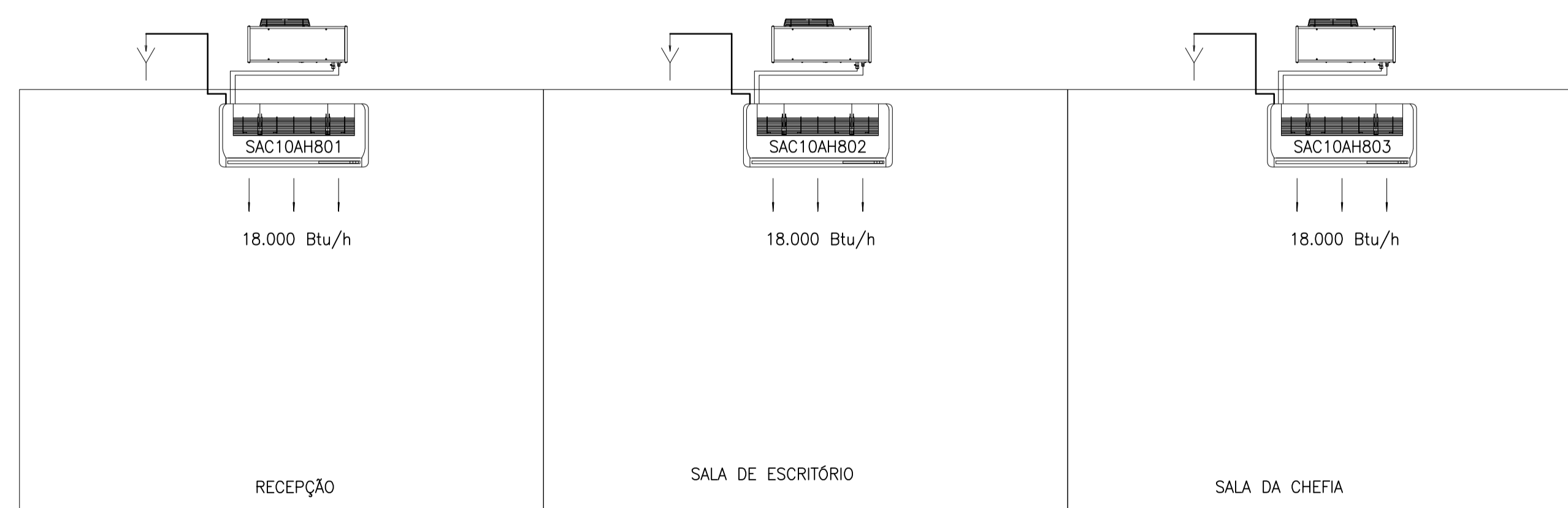
EDIFÍCIO DE COMANDO – EL.74.71

LEGENDA:

- DESCARGA PARA O SISTEMA DE DRENAGEM
- EXAUSTÃO OU RETORNO
- INSUFLAMENTO
- AR EXTERNO

NOTAS:

- 1 - ELEVAÇÕES EM METRO.
- 2 - SISTEMA REPRESENTADO EM REPOUSO COM A USINA EM OPERAÇÃO NORMAL.
- 3 - AS SALAS POSSUIRÃO RENOVAÇÃO DE AR CONF. ANVISA $-3,27$ m³/h/PESSOA



EDIFÍCIO DE COMANDO – EL.70.71

Nº	EMISSÃO FINAL	DESCRIÇÃO	ELB	JAD	MAI/16
			PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL				

V L B E N G E N H A R I A



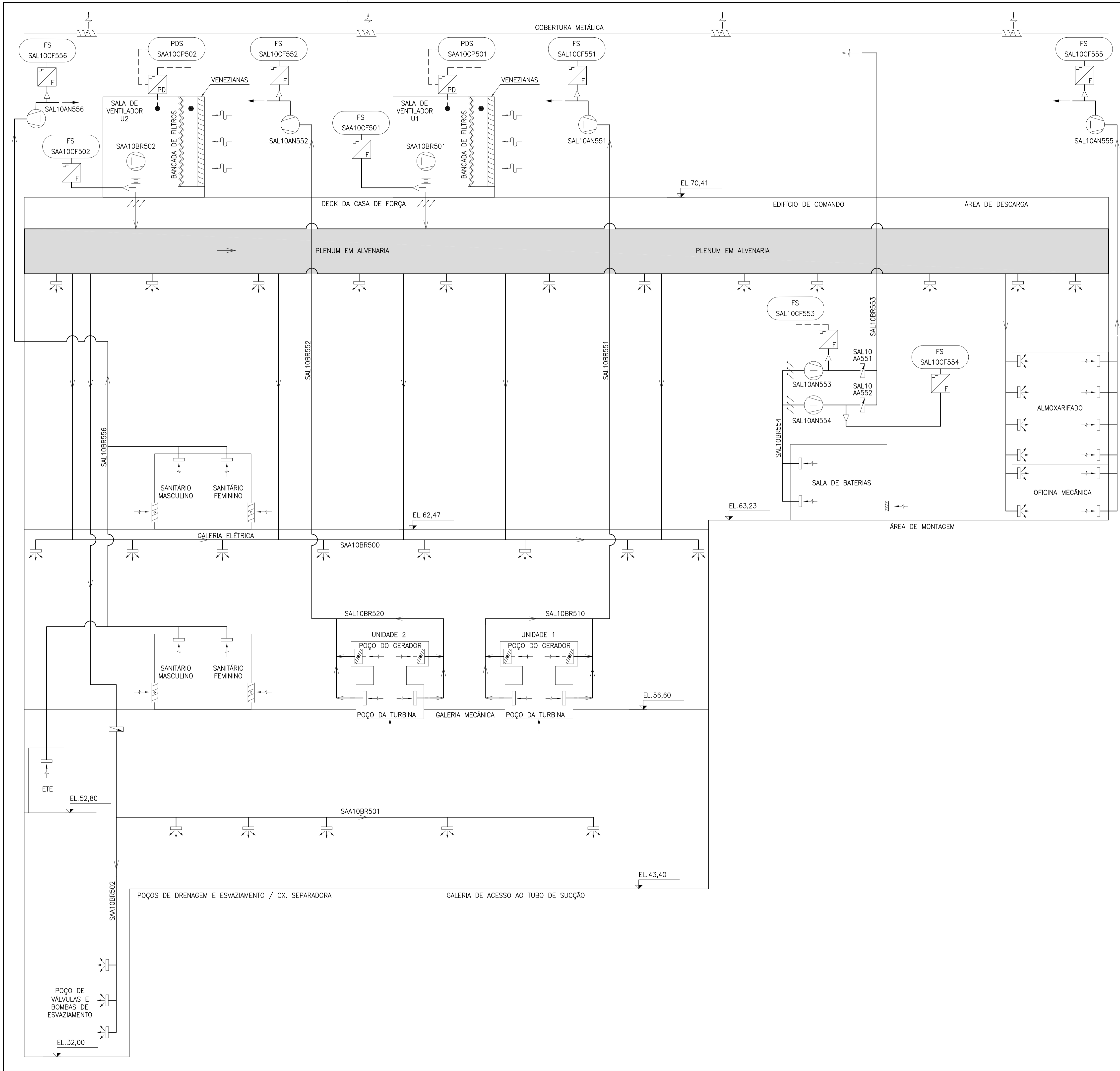
ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: PROJETO BÁSICO
GERAL
SISTEMA DE AR CONDICIONADO
FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT B-DE-G41-0001	REV. 0
FOLHA:	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



- EQUIPAMENTOS**
- VENTILADOR RADIAL
 - EXAUSTOR AXIAL
 - GRELHA DE EXAUSTÃO - GE
 - GRELHA DE INSUFLEMENTO - GI
 - REGISTRO TIPO VENEZIANA (DAMPER)
 - DAMPER DE SOBREPRESSÃO
 - DAMPER CORTA FOGO
 - EXAUSTÃO
 - VENEZIANA DE ALETAS FIXAS
- INSTRUMENTOS:**
- CHAVE DE FLUXO
 - PRESSOSTATO DIFERENCIAL
- NOTAS:**
- 1- ELEVÇÕES EM METRO.

0 EMISSÃO FINAL		ELB	JAD	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA

ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JH</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA
SISTEMA DE VENTILAÇÃO
FLUXOGRAMA

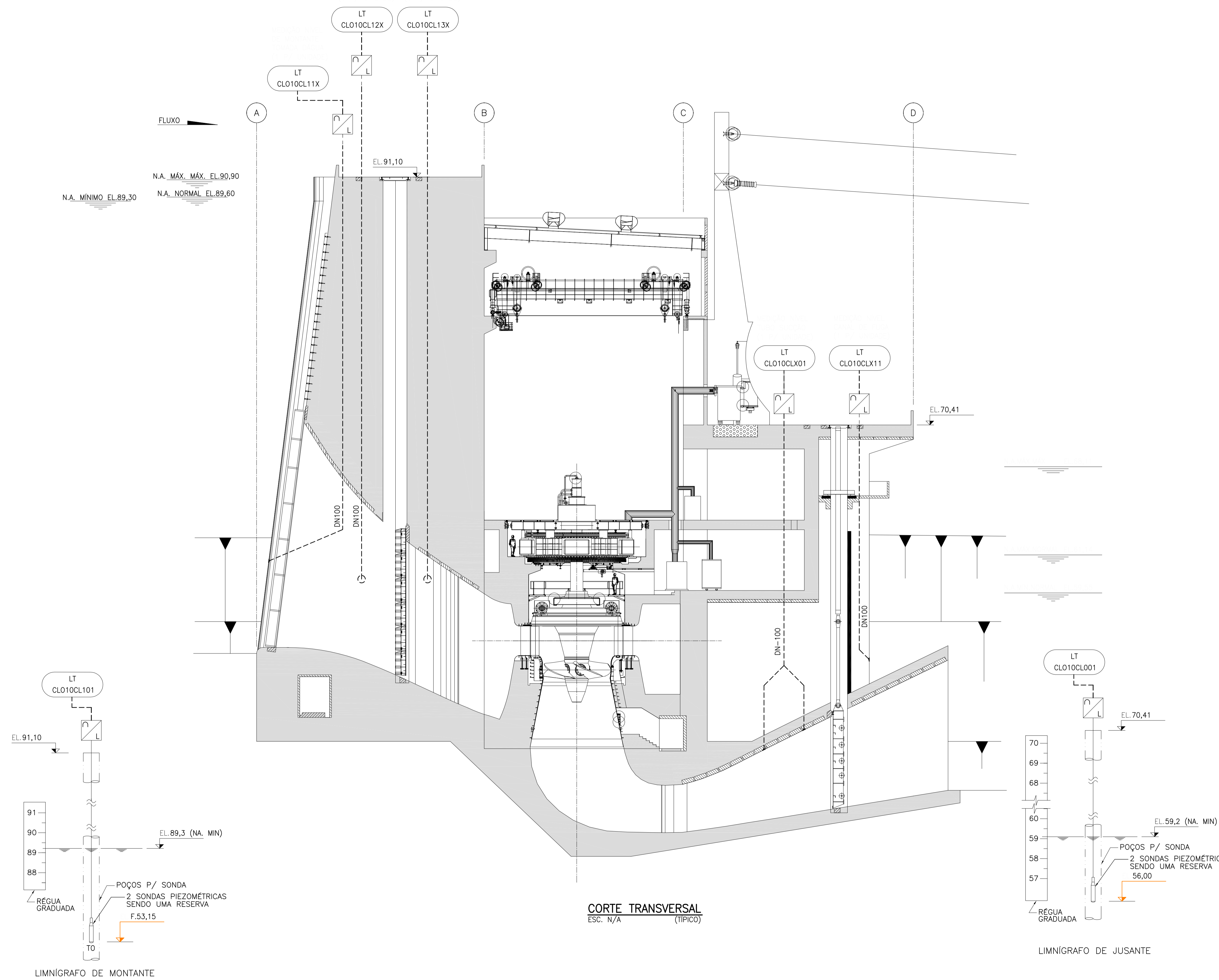
ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G43-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	

SIMBOLOGIA:

----- TUBULAÇÃO EMBUTIDA (PVC)

INSTRUMENTOS:

 TRANSMISSOR DE NÍVEL



NOTAS:

- 1- ELEVÇÕES EM METRO.
- 2- SISTEMA REPRESENTADO EM REPOUSO COM A USINA EM OPERAÇÃO NORMAL.

0	EMISSÃO FINAL	ELB	JAD	MAJ/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

VLB ENGENHARIA



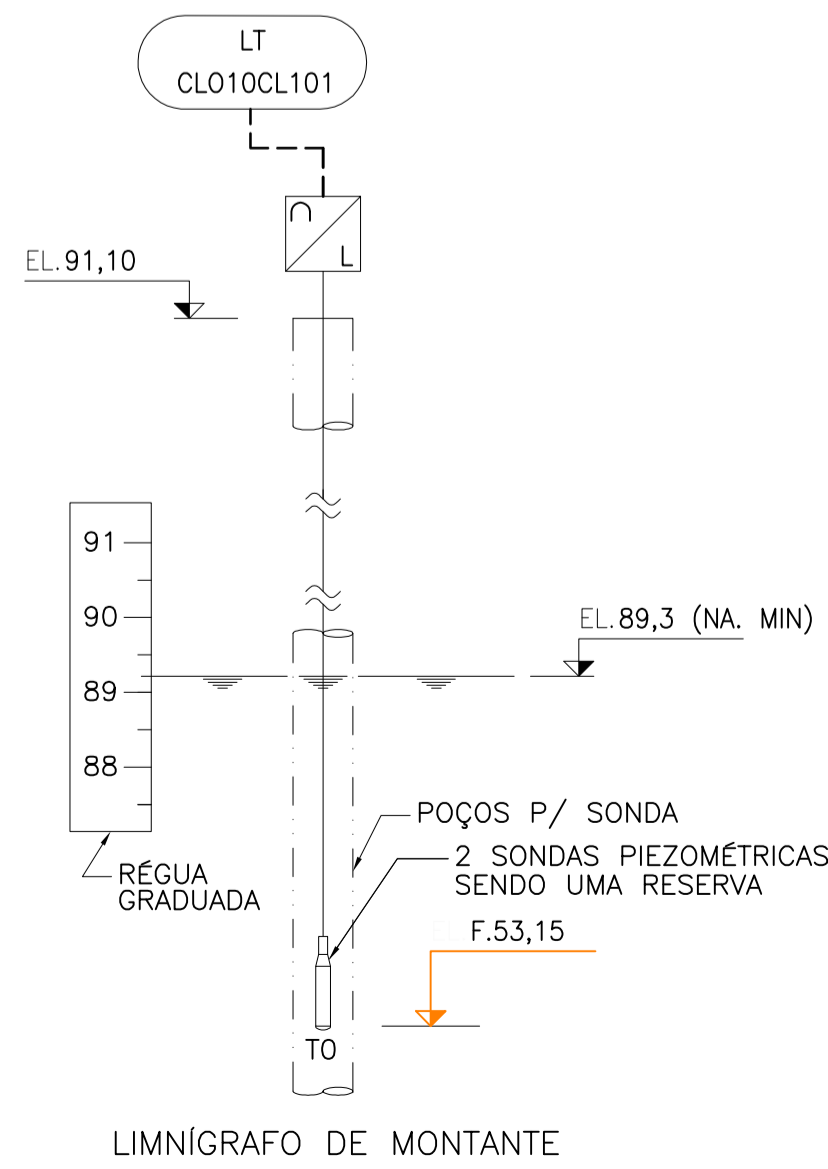
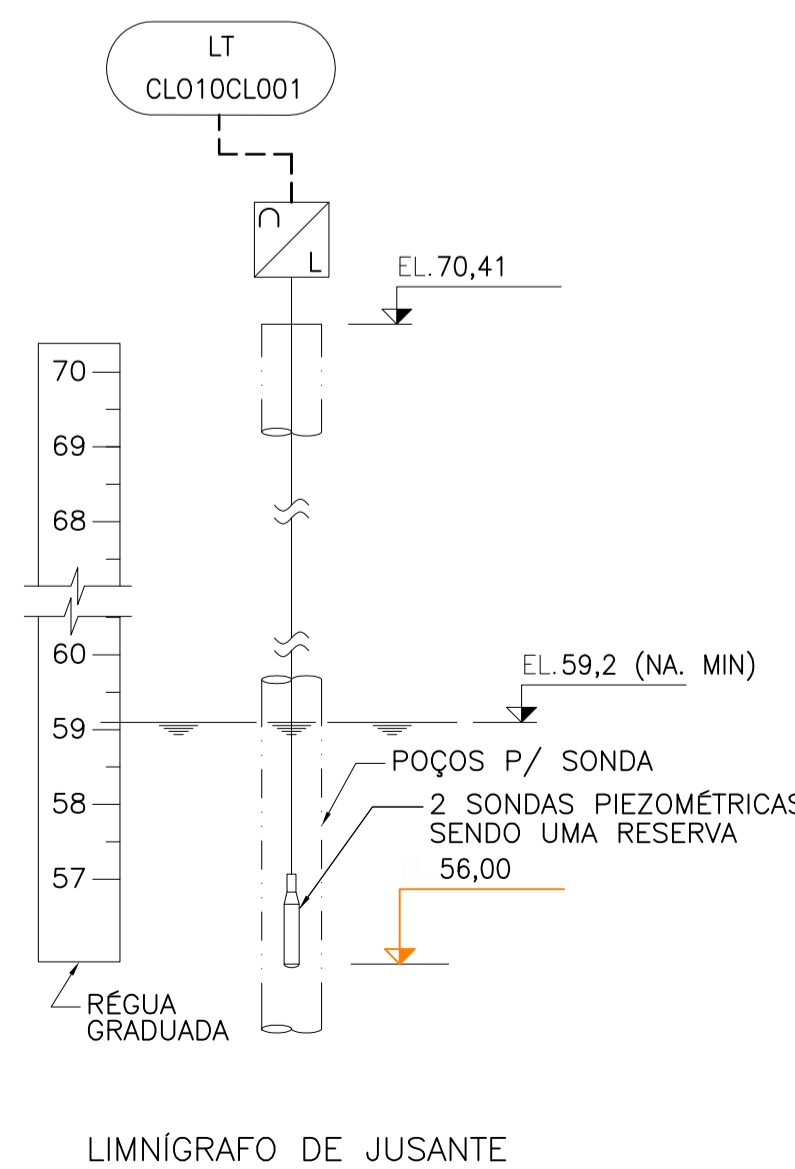
ELABORADO: ELB	VERIFICADO: JAD	APROVADO: JAD	DATA: MAJ/16
GERENTE DE PROJETO:	RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>		
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR	ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG		

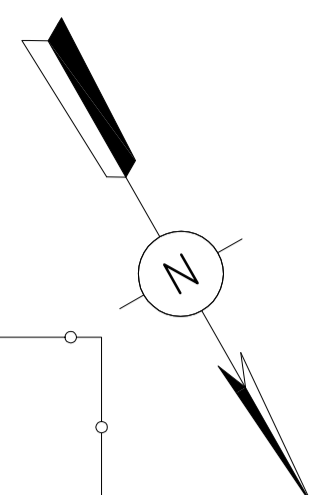
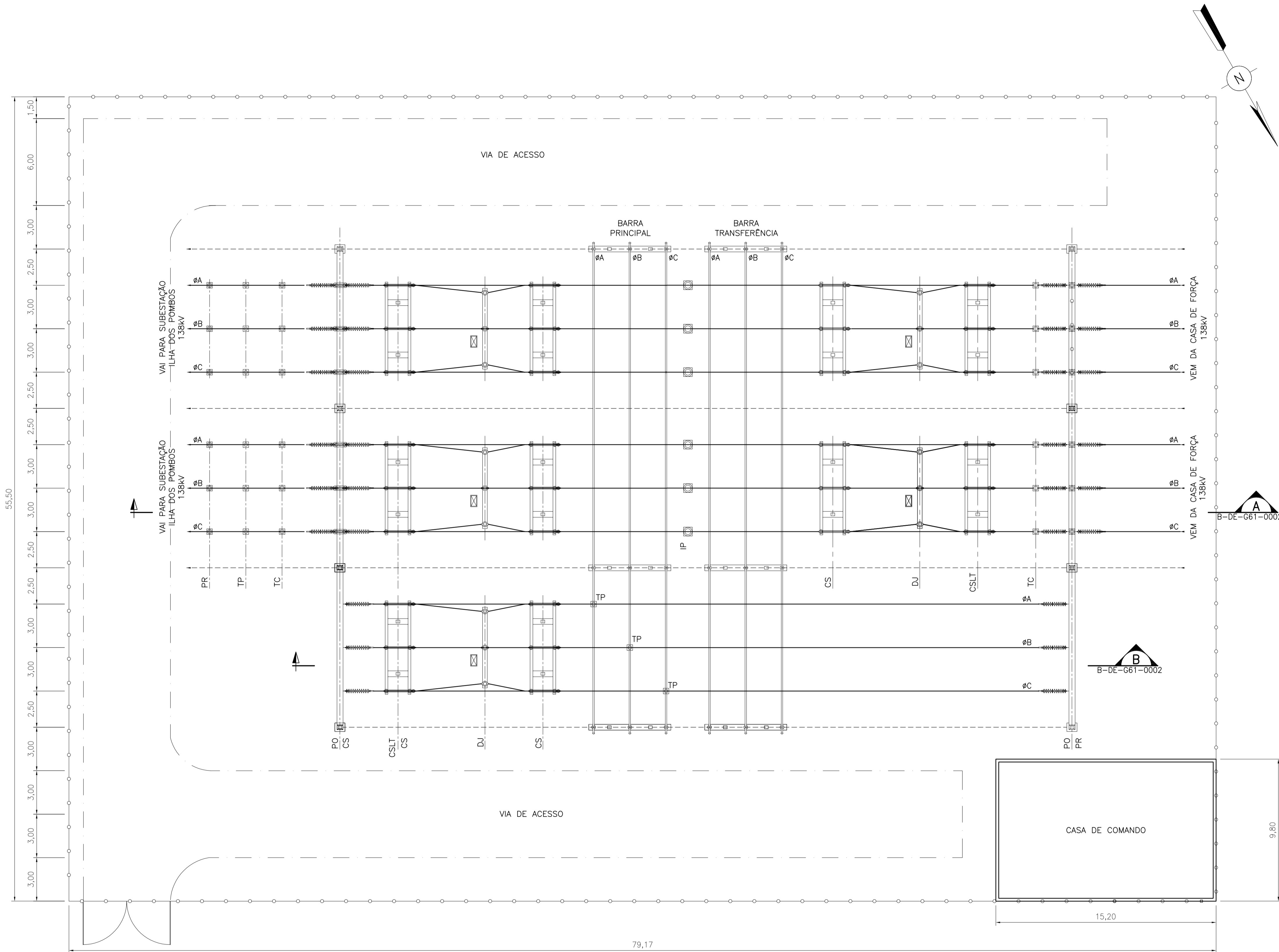


UHE ITAOCARA I
PROJETO BÁSICO
 GERAL
 SISTEMA DE MEDIÇÕES HIDRÁULICAS – NÍVEIS
 FLUXOGRAMA

ESCALA: INDICADA	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA:	B-DE-G44-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	

CORTE TRANSVERSAL
 ESC. N/A (TÍPICO)





LEGENDA:

- CSLT - CHAVE SECCIONADORA COM LÂMINA DE TERRA
- DJ - DISJUNTOR
- IP - ISOLADOR DE PEDESTAL
- PR - PARA-RAIOS
- TC - TRANSFORMADOR DE CORRENTE
- PO - PÓRTICO
- CS - CHAVE SECCIONADORA SEM LÂMINA DE TERRA
- TP - TRANSFORMADOR DE POTENCIAL

NOTAS:

- 1 - TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM METRO.
- 2 - AS CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS DESTES DESENHOS SÃO PRELIMINARES E DEVEM SER CONFIRMADAS DURANTE O PROJETO EXECUTIVO.

REFERÊNCIAS:

- 1530-IT-B-DE-G78-0002 - GERAL - SUBESTAÇÃO - GERAL - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
- 1530-IT-B-DE-G61-0002 - GERAL - ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS DA SUBESTAÇÃO - CORTES

Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A



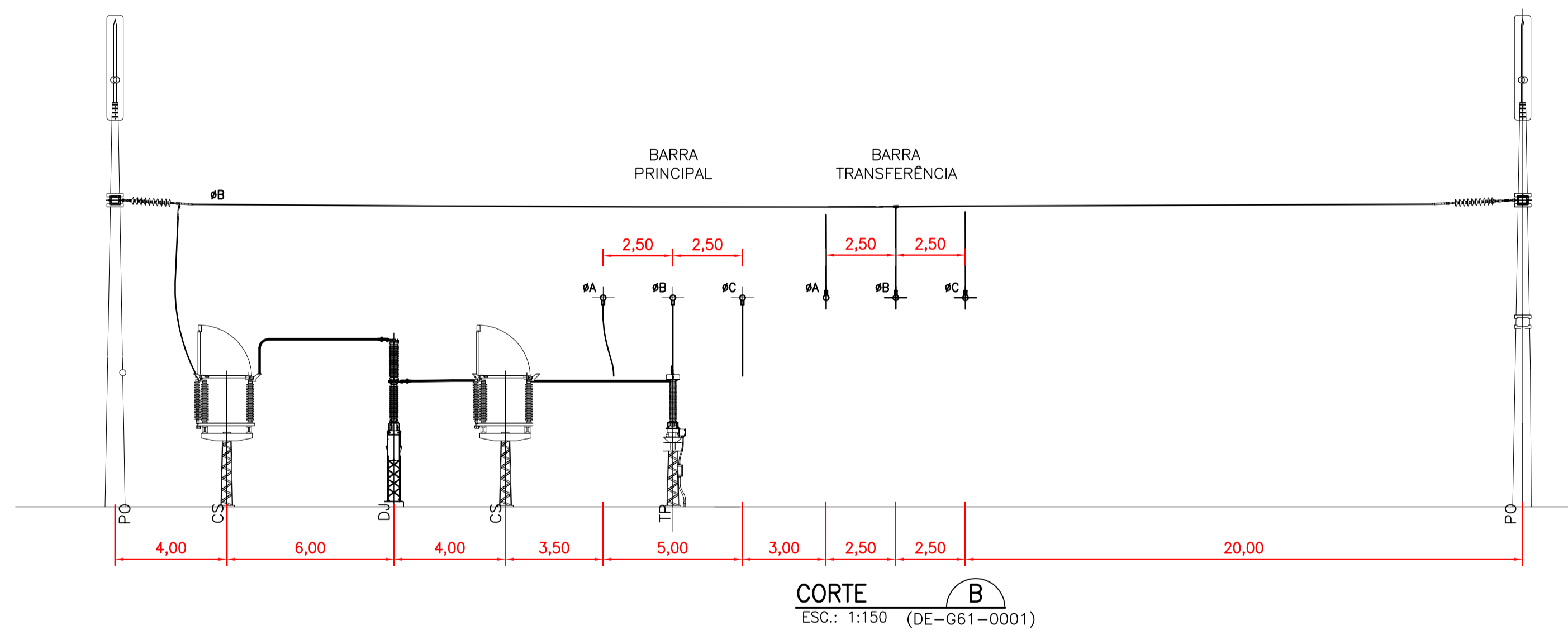
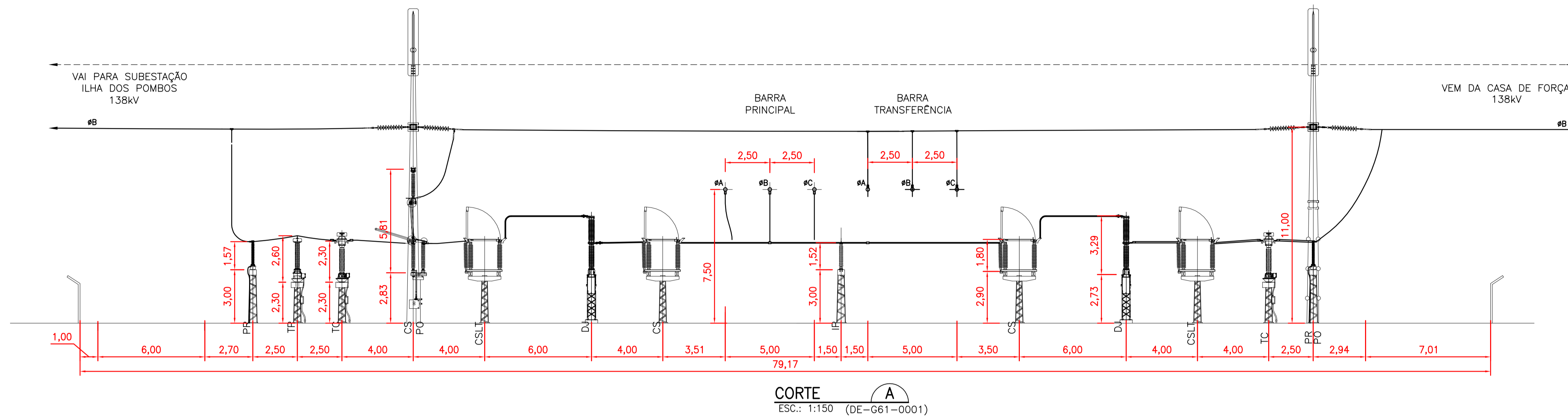
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHR</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I
PROJETO BÁSICO
 GERAL
 ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS DA SUBESTAÇÃO
 PLANTA

INDICADA	DOC. Nº 1530-IT B-DE-G61-0001 NÚMERO DO CLIENTE	REV. 0
----------	--	---------------

PLANTA
ESC.: 1:150



LEGENDA:

- CSLT - CHAVE SECCIONADORA COM LÂMINA DE TERRA
- DJ - DISJUNTOR
- IP - ISOLADOR DE PEDESTAL
- PR - PARA-RÁIOS
- TC - TRANSFORMADOR DE CORRENTE
- PO - PÓRTICO
- CS - CHAVE SECCIONADORA ABERTURA VERTICAL
- TP - TRANSFORMADOR DE POTENCIAL

NOTAS:

- 1 - TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM METRO.
- 2 - AS CARACTERÍSTICAS DOS EQUIPAMENTOS DESTES DESENHOS SÃO PRELIMINARES E DEVEM SER CONFIRMADAS DURANTE O PROJETO EXECUTIVO.

REFERÊNCIAS:

- 1530-IT-B-DE-G78-0002 - GERAL - SUBESTAÇÃO - GERAL - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
- 1530-IT-B-DE-G61-0001 - GERAL - ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS DA SUBESTAÇÃO - PLANTA

N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16

VLB ENGENHARIA



ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



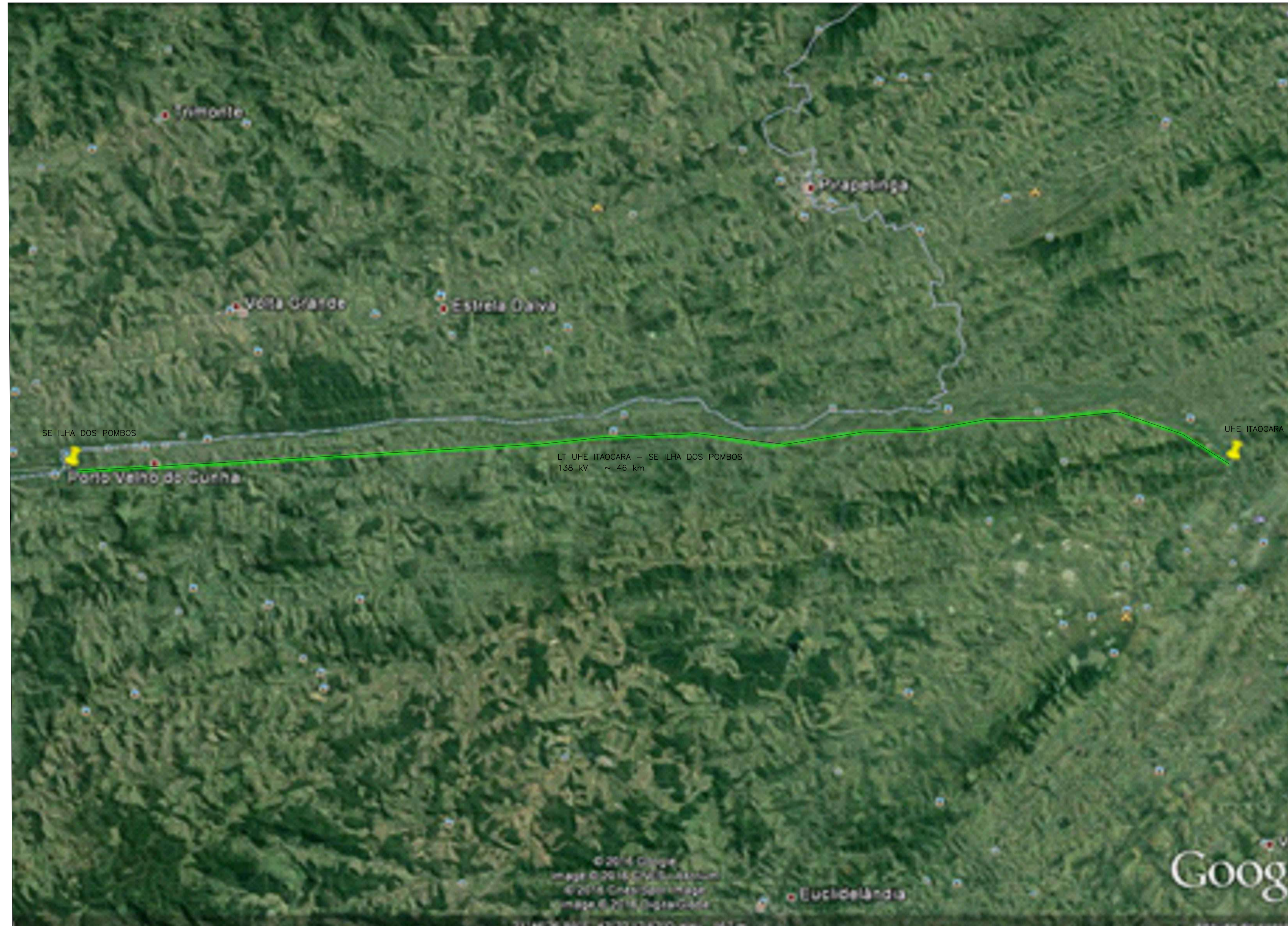
UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO

GERAL

ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS DA SUBESTAÇÃO
CORTES

INDICADA	DOC. N° 1530-IT B-DE-G61-0002 NÚMERO DO CLIENTE	REV. 0
----------	--	---------------



NOTAS:

- 1 - AS IMAGENS E COORDENADAS MOSTRADAS NESTE DESENHO FORMA OBTIDAS ATRAVÉS DO PROGRAMA "GOOGLE EARTH".
- 2 - ESTE DESENHO APRESENTA APENAS UM TRAÇADO PRELIMINAR DA LT 138 kV ENTRE A UHE ITAOCARA, SUBESTAÇÃO DE ILHA DOS POMBOS. O TRAÇADO DEFINITIVO DEVERÁ SER DEFINIDO NA ELABORAÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO.
- 3 - AS COORDENADAS PARA LOCALIZAÇÃO DOS MARCOS MOSTRADOS NO DES. SÃO:
 - UHE ITAOCARA: 21°41'53.74"S
42° 9'11.82"O
 - SE ILHA DOS POMBOS: 21°50'37.00"S
42°34'46.00"O

N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMIÇÃO FINAL			MAI/16

V L B E N G E N H A R I A



ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>ppr</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

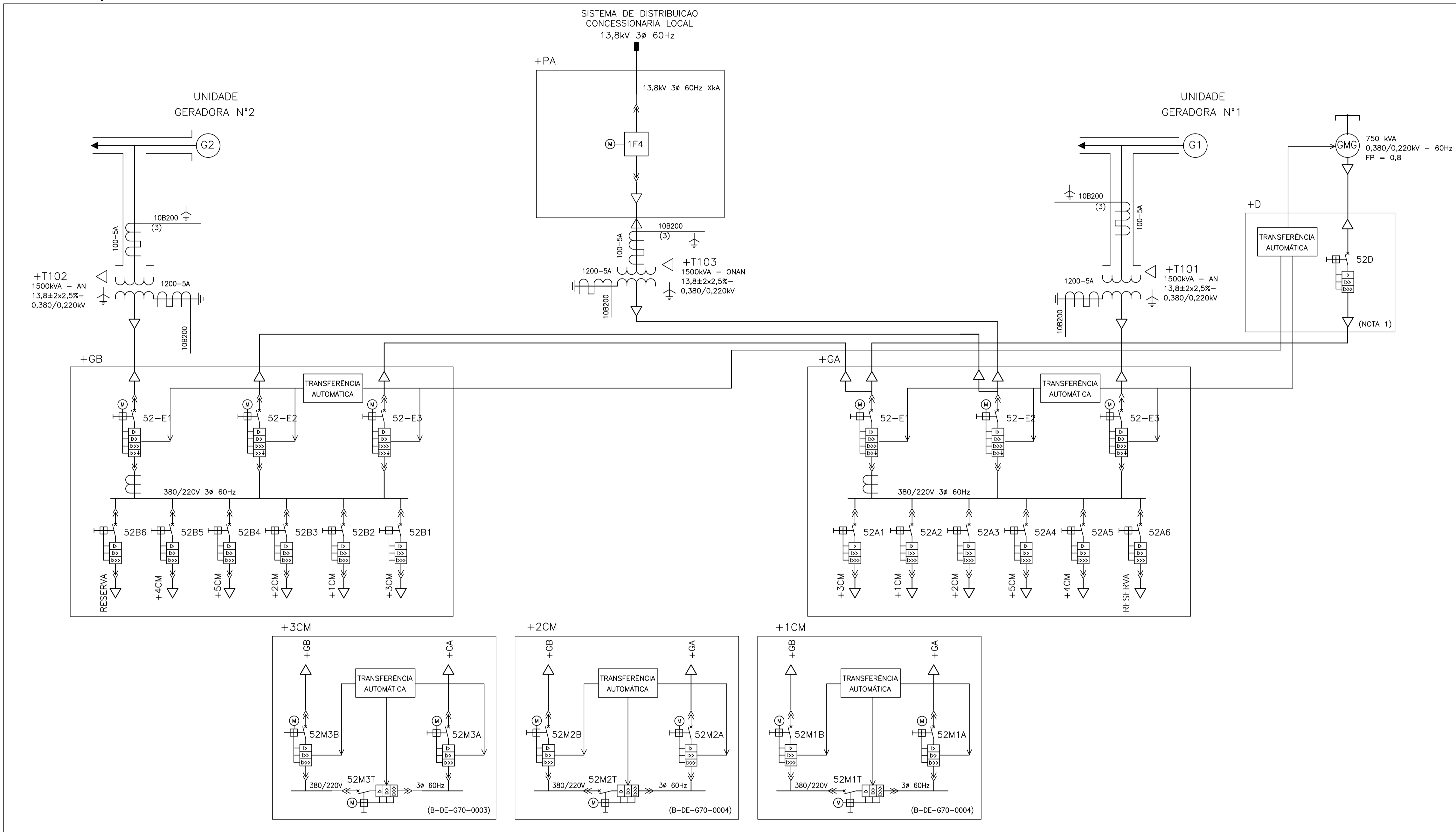


UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO GERAL SUBESTAÇÃO COLETORA TRAÇADO PRELIMINAR**

ESCALA: S/ESC.	DOC. N° 1530-IT B-DE-C68-0001	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.

CASA DE FORÇA



IDENTIFICAÇÃO DE EQUIPAMENTOS:

+GA/+GB - PAINÉIS PRINCIPAIS 400Vca
 +D - PAINEL DE PROTEÇÃO E CONTROLE DO GERADOR DIESEL DE EMERGÊNCIA
 #TSA - TRANSFORMADORES DE SERVIÇOS AUXILIARES

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

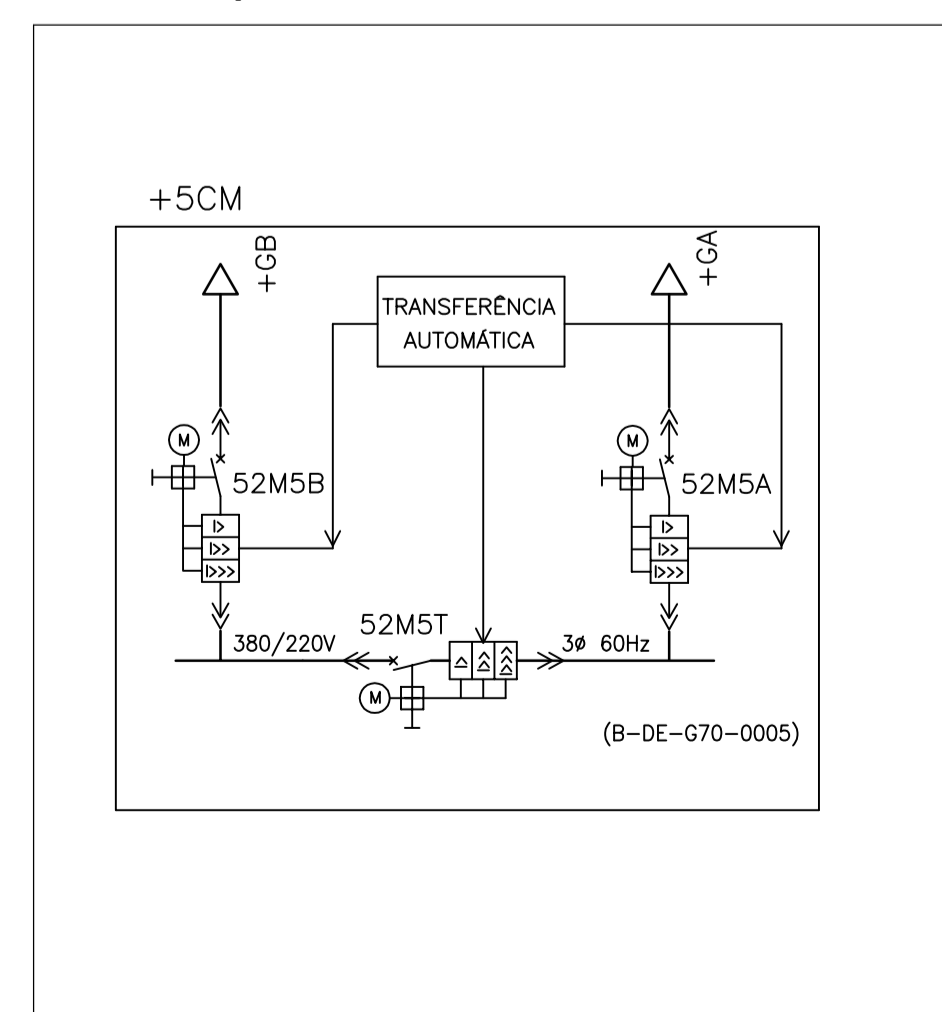
- 1530-IT-B-DE-G78-0001 - GERAL - UNIDADES GERADORAS - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
- 1530-IT-B-DE-G75-0001 - CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CC - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
- 1530-IT-B-DE-G70-0002 - CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +GB/+GA
- 1530-IT-B-DE-G70-0003 - CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +3CM
- 1530-IT-B-DE-G70-0004 - CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +2CM/+1CM
- 1530-IT-B-DE-G70-0005 - CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +5CM
- 1530-IT-B-DE-G70-0006 - CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +4CM

NOTAS:

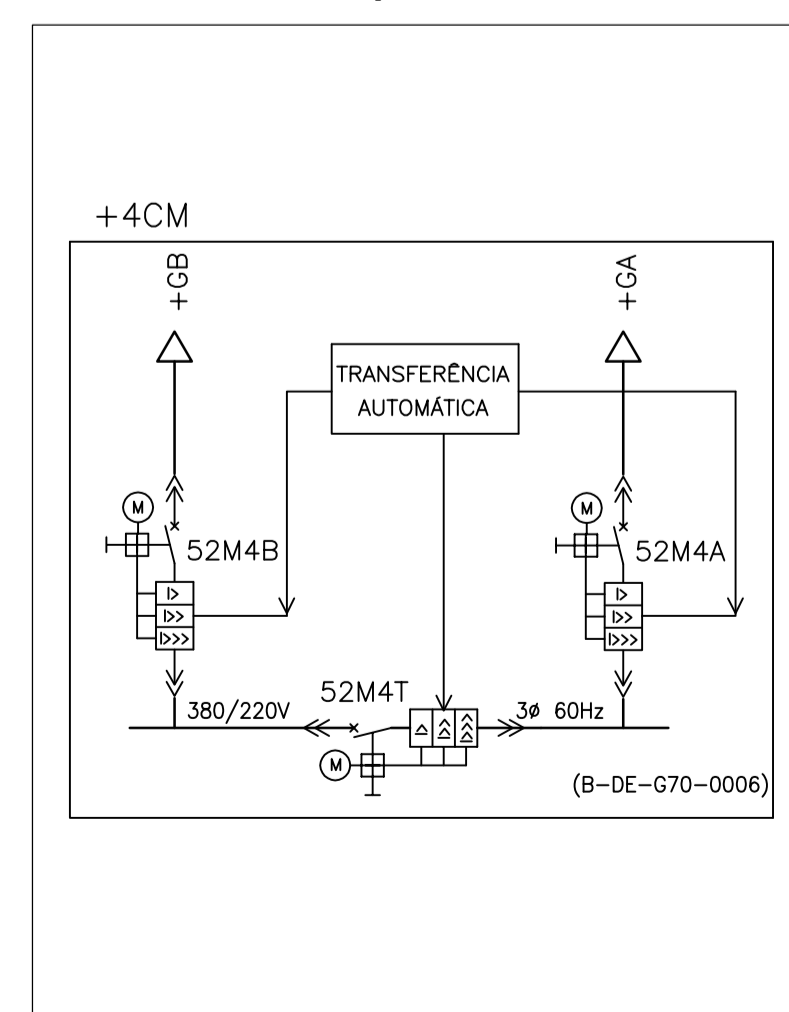
- AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, POTÊNCIA DO GERADOR DIESEL E DOS TRANSFORMADORES AUXILIARES T10#, CORRENTE NOMINAL DOS DISJUNTORES, CORRENTE NOMINAL E DE CURTO DOS BARRAMENTOS, SERÃO CONFIRMADOS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.
- OS DISJUNTORES DEVERÃO SER AJUSTADOS DE ACORDO COM OS REQUISITOS NOMINAIS DAS CARGAS E CABOS PROTEGIDOS POR ELES.

N°	EMISSÃO FINAL	DESCRIÇÃO	PREP.	CHME	MAI/16
0					

SUBESTAÇÃO



BLOCO DE LIGAÇÃO



V L B E N G E N H A R I A



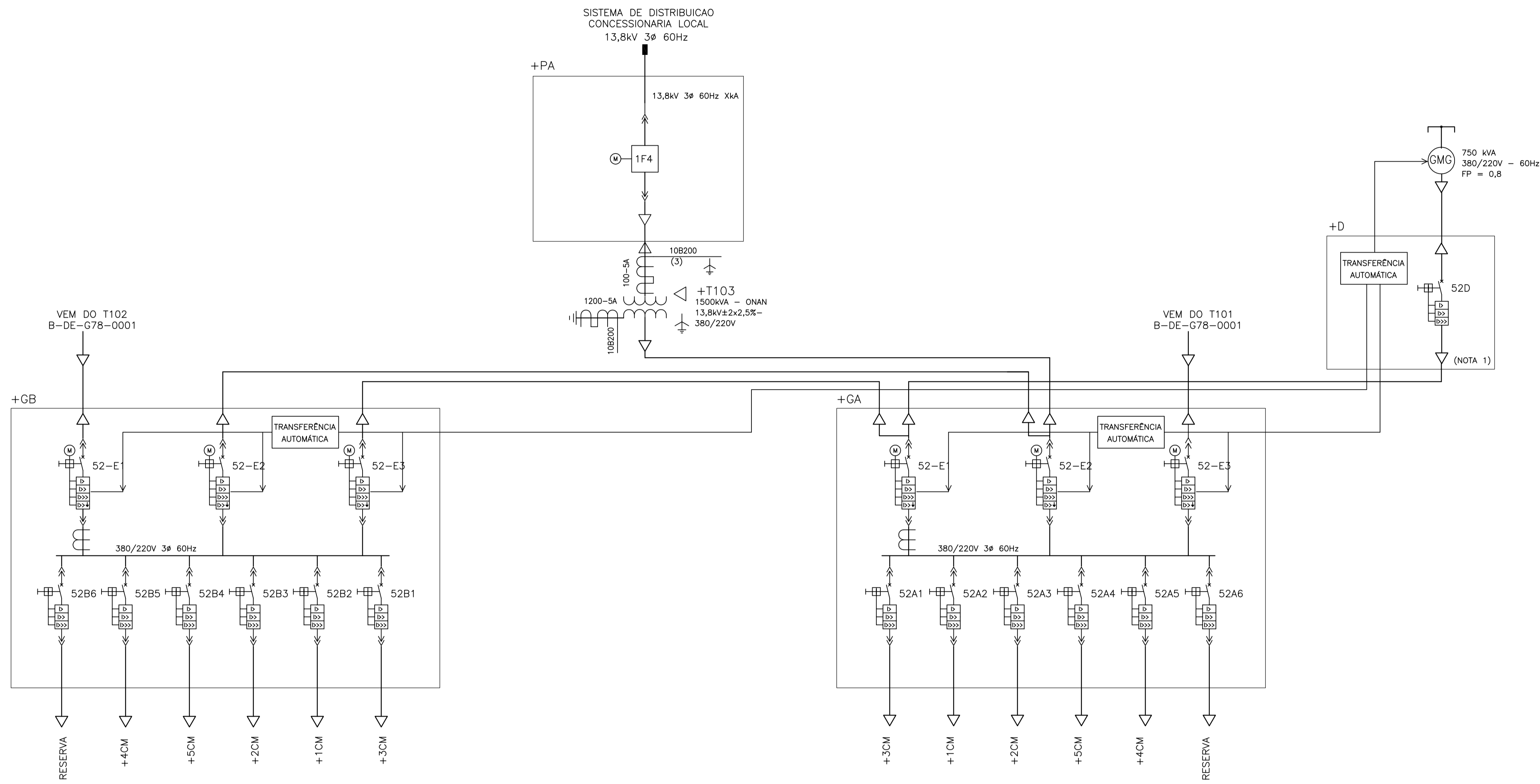
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO:	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
 GERAL
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CA
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

ESCALA:	DOC. N° 1530-IT	REV.
S/ESC.	B-DE-G70-0001	0
FOLHA:	NÚMERO DO CLIENTE	REV.
1/1		



IDENTIFICAÇÃO DE EQUIPAMENTOS:
+GA/+GB - PAINÉIS PRINCIPAIS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS CA
GMG - GERADOR DIESEL DE EMERGÊNCIA
#TSA - TRANSFORMADORES DE SERVIÇOS AUXILIARES
DOCUMENTOS COMPLEMENTARES
B-DE-G70-0001 - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
B-DE-G75-0001 - CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CC - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
B-DE-G78-0001 - GERAL - UNIDADES GERADORAS - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

NOTAS:
1 - AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, POTÊNCIA DO GERADOR DIESEL E DOS TRANSFORMADORES #TSA E CORRENTE NOMINAL DOS DISJUNTORES, SERÃO CONFIRMADAS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.
2 - OS DISJUNTORES DEVERÃO SER AJUSTADOS DE ACORDO COM OS REQUISITOS NOMINAIS DAS CARGAS E CABOS PROTEGIDOS POR ELES.

N°	EMISSÃO FINAL	DESCRÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL		LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A



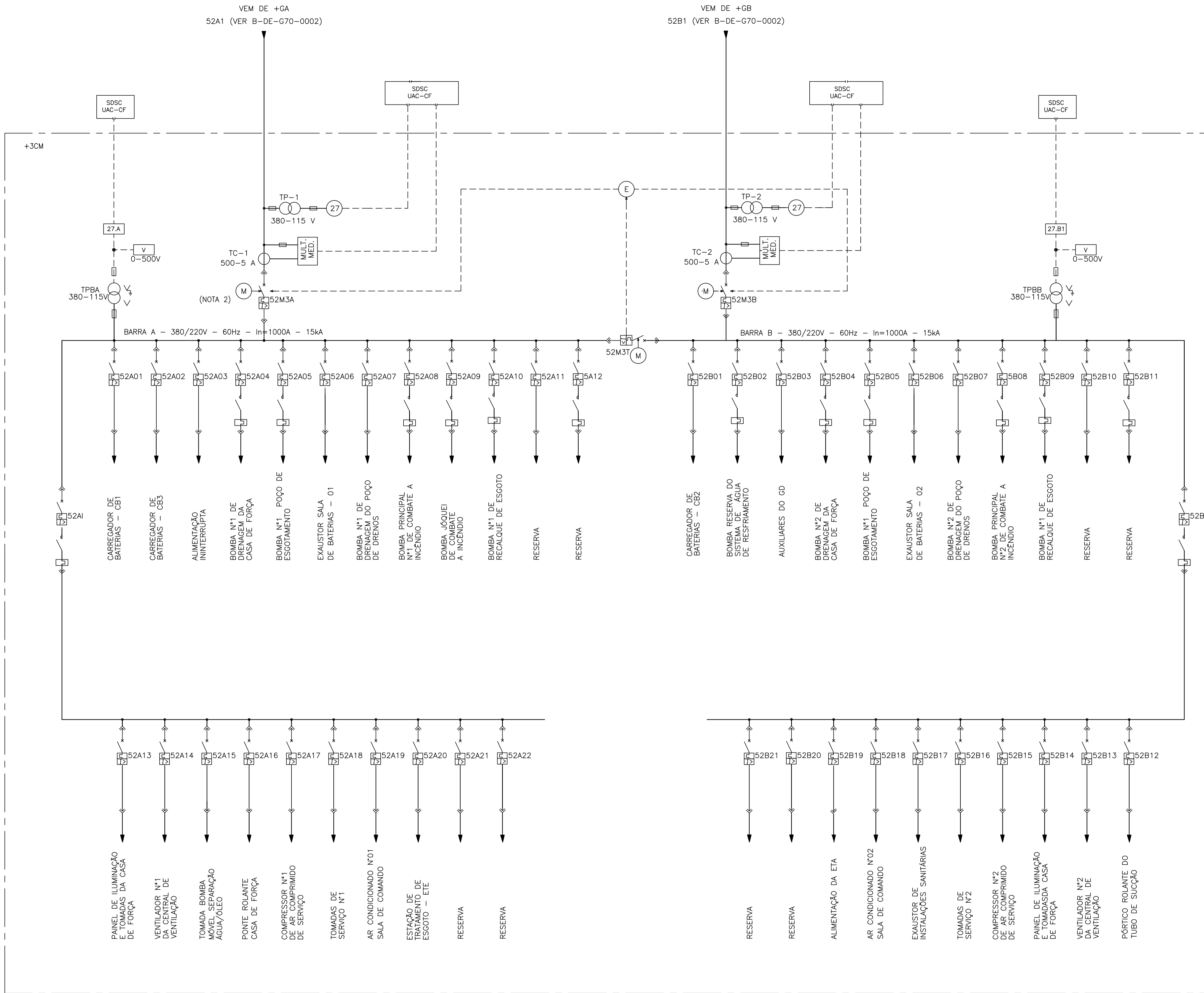





ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	


UHE ITAOCARA I
PROJETO BÁSICO
GERAL
SERVIÇOS AUXILIARES EM CA
DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +GA/+GB

ESCALA: S/ESC.	DOC. N° 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



IDENTIFICAÇÃO DE EQUIPAMENTOS:

+GA/+GB - PAINÉIS PRINCIPAIS DE DISTRIBUIÇÃO CA
 +3CM - QUADRO DE DISTRIBUIÇÃO CA DAS CARGAS GERAIS

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

B-DE-G70-0001 - GERAL - UNIDADES GERADORAS -
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
 B-DE-G70-0002- CASA DE FORÇA - SERVIÇO AUXILIARES CA -
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +GA/+GB

NOTAS:

1 - OS DISJUNTORES DEVERÃO SER DIMENSIONADOS E AJUSTADOS DE ACORDO COM OS REQUISITOS NOMINAIS DAS CARGAS E CABOS PROTEGIDOS POR ELES.

Nº	EMISSÃO FINAL	DESCRÇÃO	PREP.	CHME	MAI/16	DATA
0			LFM	CHME	MAI/16	

VLB ENGENHARIA



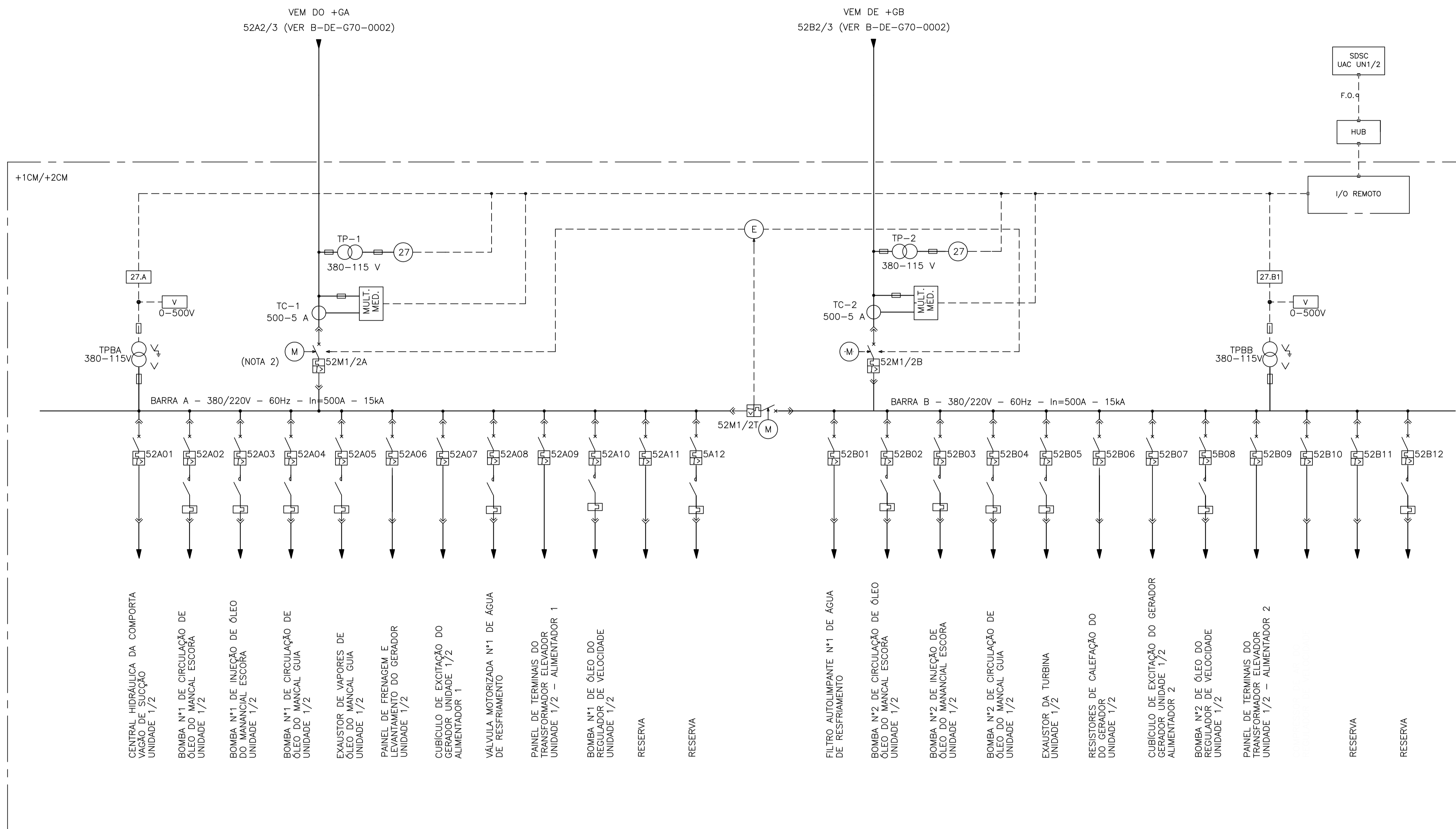
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JRP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO**
 GERAL
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CA
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +3CM

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	B-DE-G70-0003	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	



IDENTIFICAÇÃO DE EQUIPAMENTOS:

+GA/+GB - PAINÉIS PRINCIPAIS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS CA
 +1CM/+2CM - CENTRO DE CONTROLE DE MOTORES DA UNIDADE 1/2

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

B-DE-G70-0001 - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES CA -
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
 B-DE-G70-0002 - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES CA -
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +GA/+GB

NOTAS:

1 - OS DISJUNTORES DEVERÃO SER DIMENSIONADOS E AJUSTADOS DE ACORDO COM OS REQUISITOS NOMINAIS DAS CARGAS E CABOS PROTEGIDOS POR ELES.

0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

V L B E N G E N H A R I A



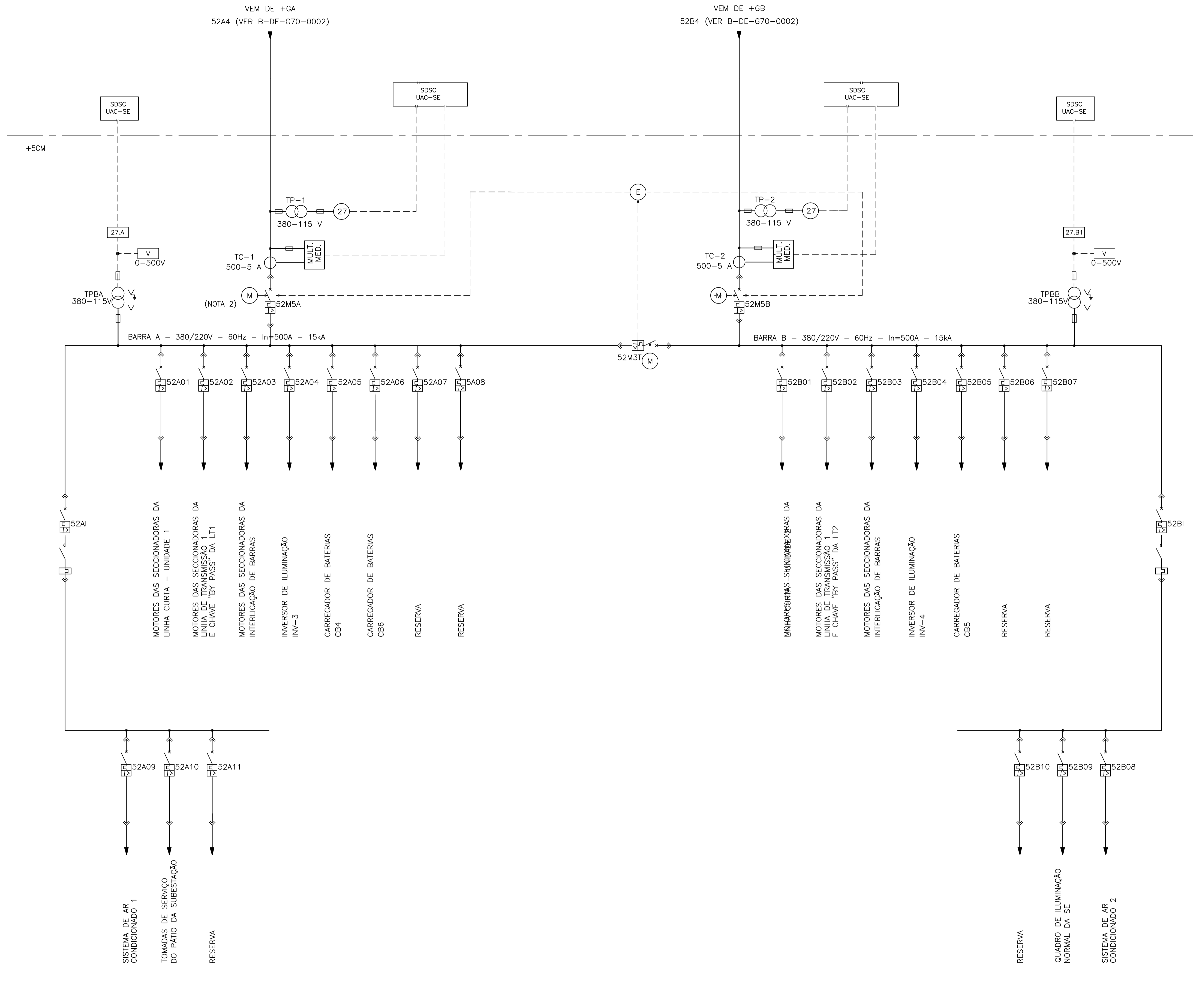
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>[assinatura]</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO**
 GERAL
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CA
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +1CM/+2CM

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT B-DE-G70-0004	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



IDENTIFICAÇÃO DE EQUIPAMENTOS:

+GA/+GB - PAINÉIS PRINCIPAIS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS CA
 +5CM - CENTRO DE CONTROLE DE MOTORES DA SUBESTAÇÃO

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

B-DE-G70-0001 - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
 B-DE-G70-0002 - CASA DE FORÇA - SERVIÇOS AUXILIARES EM CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +GA/+GB

NOTAS:

1 - OS DISJUNTORES DEVERÃO SER DIMENSIONADOS E AJUSTADOS DE ACORDO COM OS REQUISITOS NOMINAIS DAS CARGAS E CABOS PROTEGIDOS POR ELES.

0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

V L B E N G E N H A R I A



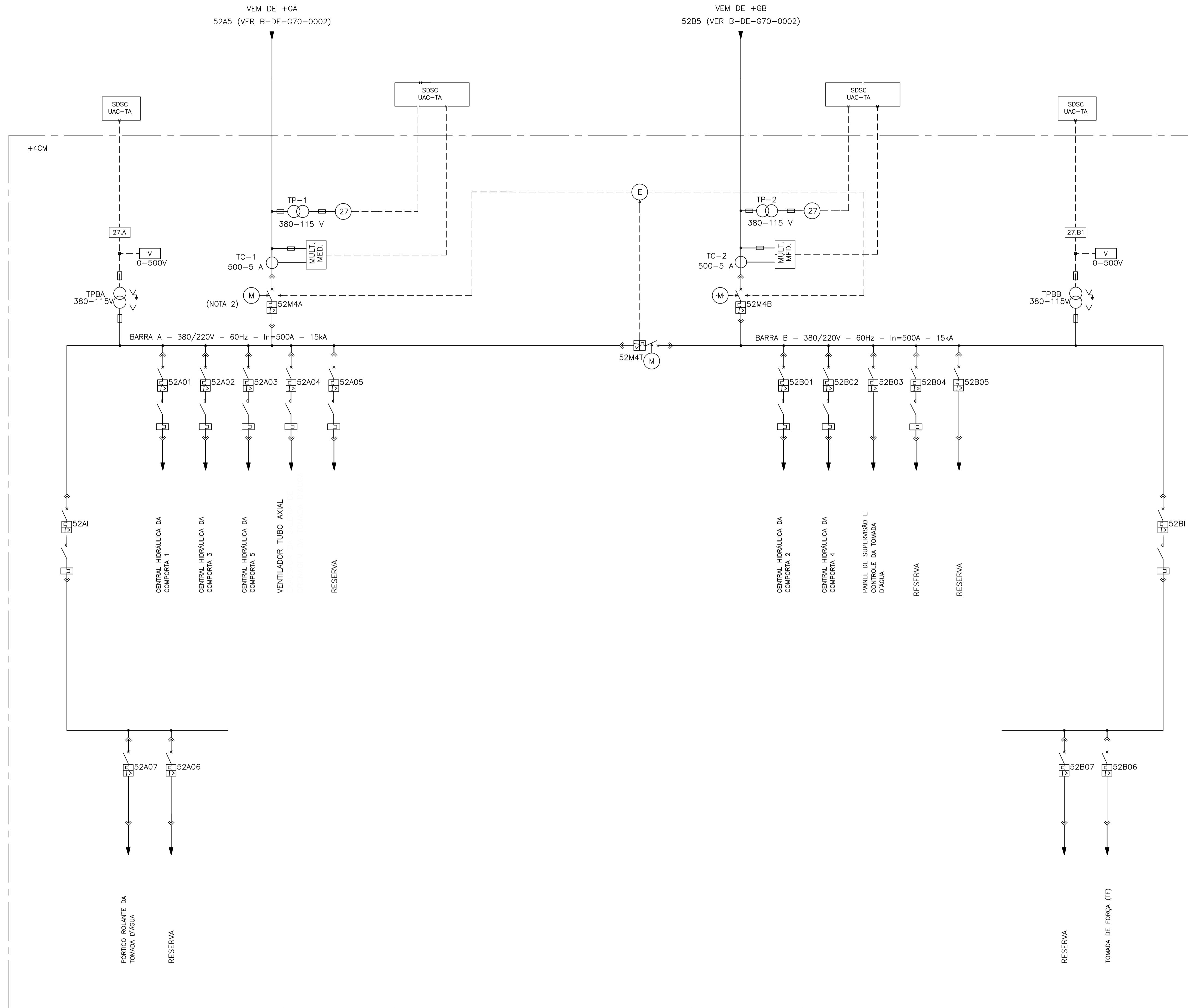
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JRP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO GERAL**
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CA
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +5CM

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



LEGENDA:
 +GA/+GB - PAINÉIS PRINCIPAIS DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS CA
 +4CM - CENTRO DE CONTROLE DE MOTORES DO BLOCO LATERAL

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES
 B-DE-G70-0001 - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
 B-DE-G70-0002 - CASA DE FORÇA - SERVIÇOS AUXILIARES CC - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +GA/+GB

NOTAS:
 1 - AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, POTÊNCIA DO GERADOR DIESEL E DOS TRANSFORMADORES AUXILIARES T10#, CORRENTE NOMINAL DOS DISJUNTORES, CORRENTE NOMINAL E DE CURTO DOS BARRAMENTOS, SERÃO CONFIRMADOS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.
 2 - OS DISJUNTORES DEVERÃO SER AJUSTADOS DE ACORDO COM OS REQUISITOS NOMINAIS DAS CARGAS E CABOS PROTEGIDOS POR ELES.

Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A

ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

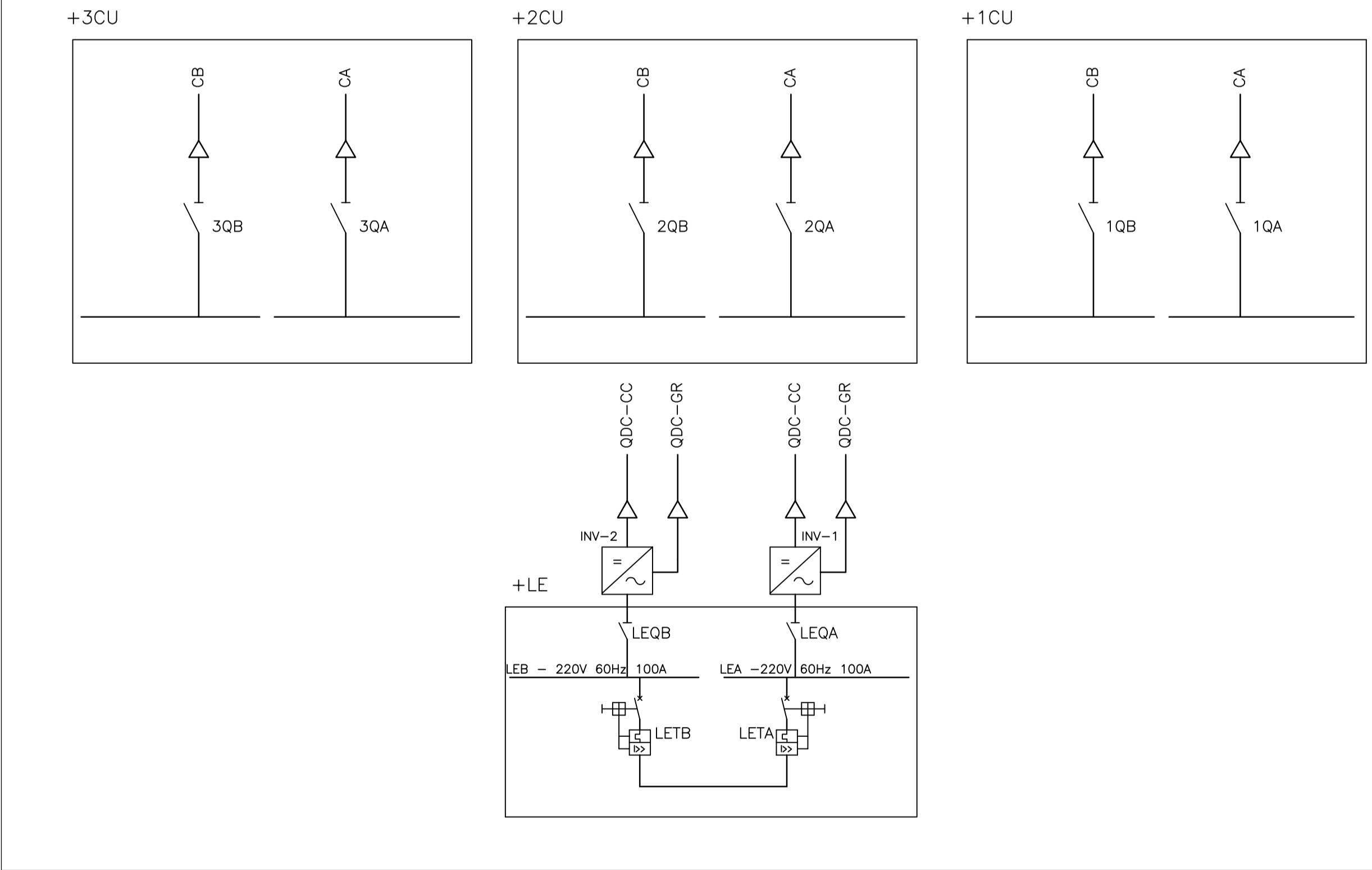
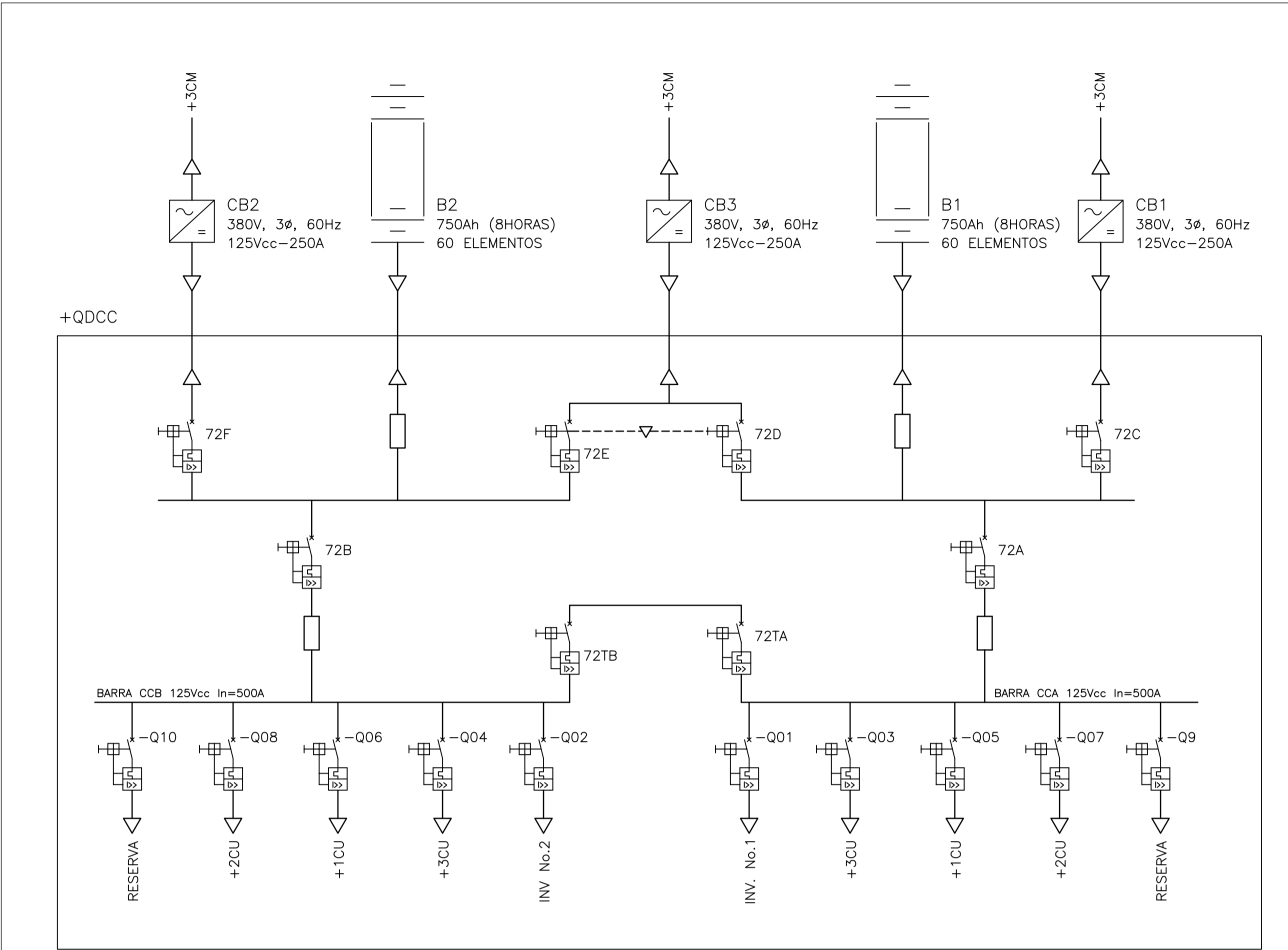
UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
 GERAL
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CA
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +4CM

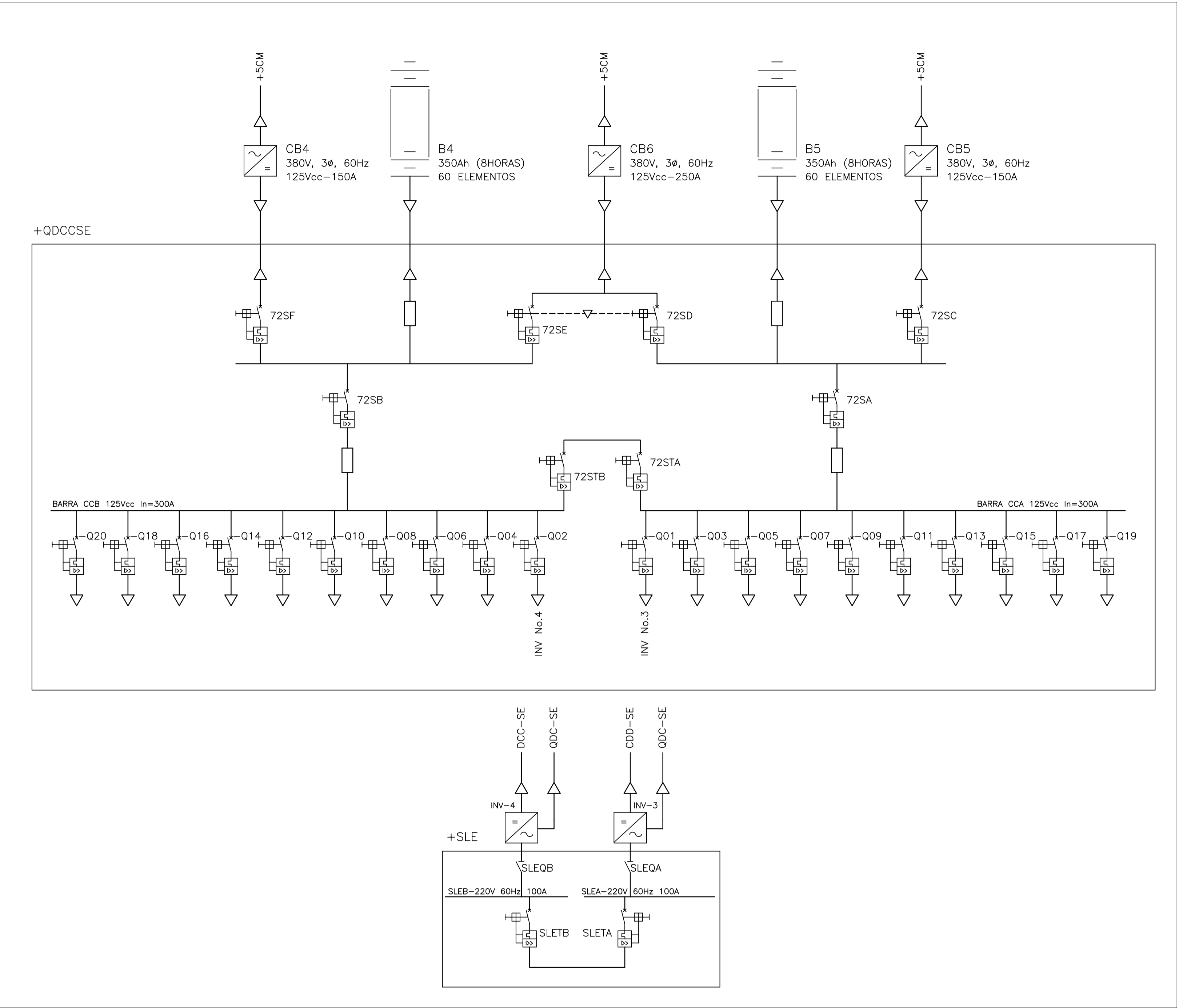
ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT B-DE-G70-0006	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.

DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS - PROIBIDA QUALQUER REPRODUÇÃO SEM AUTORIZAÇÃO EXPRESSA

CASA DE FORÇA



SUBESTAÇÃO



IDENTIFICAÇÃO DE EQUIPAMENTOS:
 QDCC - PAINEL PRINCIPAL DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS CC
 CB# - CARREGADORES DE BATERIAS 1 E 2
 I1 E I2 - INVERSORES
 PLE - PAINEL DE ILUMINAÇÃO DE EMER. DA CASA DE FORÇA

DESENHOS COMPLEMENTARES:
 B-DE-G70-0001 - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

NOTA:
 AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, CARREGADOR DE BATERIAS E BANCO DE BATERIAS SERÃO CONFIRMADAS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.

0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16
Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

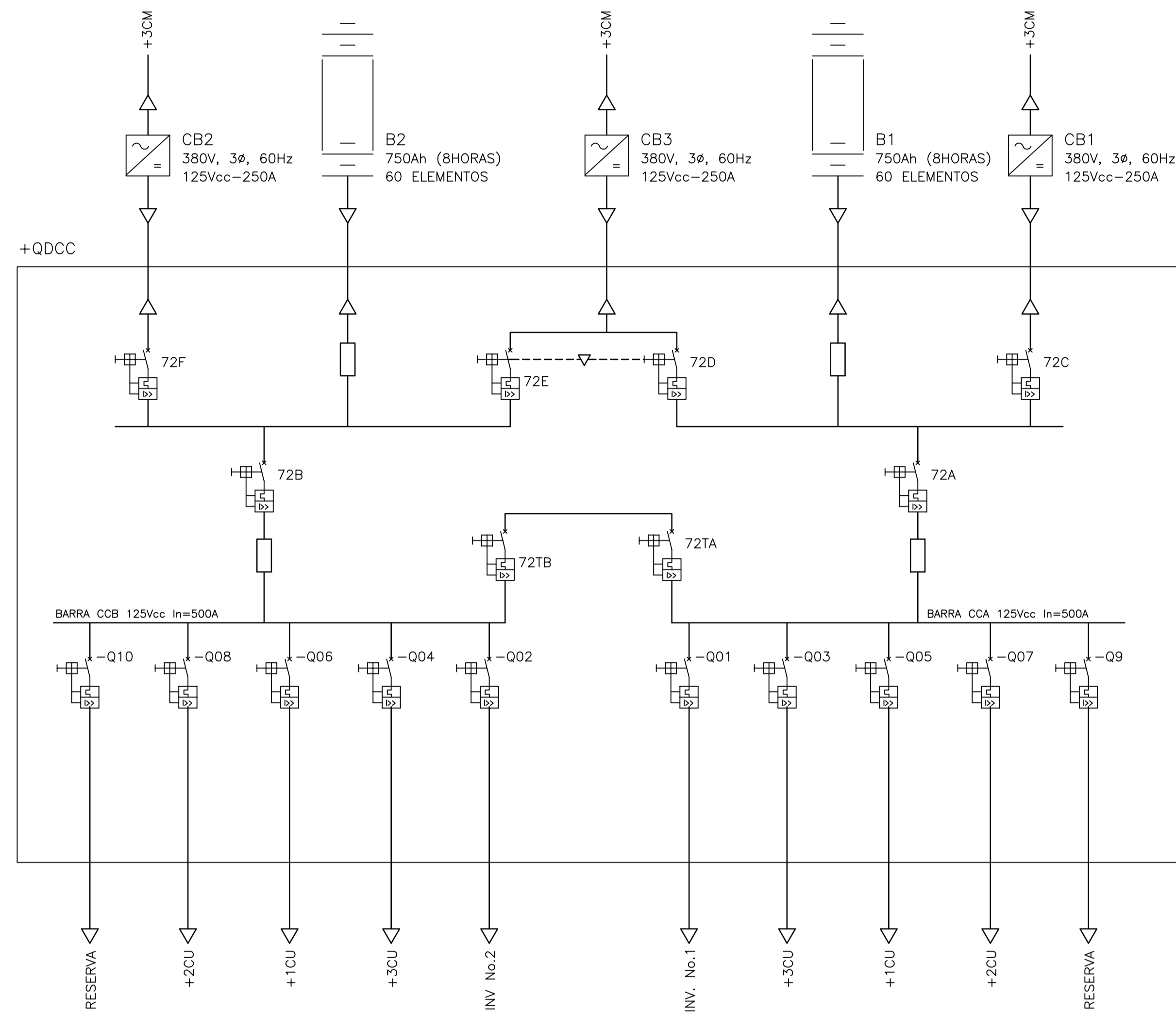
V L B E N G E N H A R I A

ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
 GERAL
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CC
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	B-DE-G75-0001	REV.
NÚMERO DO CLIENTE		



IDENTIFICAÇÃO DE EQUIPAMENTOS:

+QDCC - PAINEL PRINCIPAL DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS CC
 CB# - CARREGADORES DE BATERIAS 1 E 2

DESENHOS COMPLEMENTARES:

B-DE-G75-0001 - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CC - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

NOTA:

AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, CARREGADOR DE BATERIAS, BANCO DE BATERIAS, CORRENTE NOMINAL DOS DISJUNTORES, CORRENTE NOMINAL E DE CURTO DOS BARRAMENTOS, SERÃO CONFIRMADAS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.

0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16
N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA

V L B E N G E N H A R I A



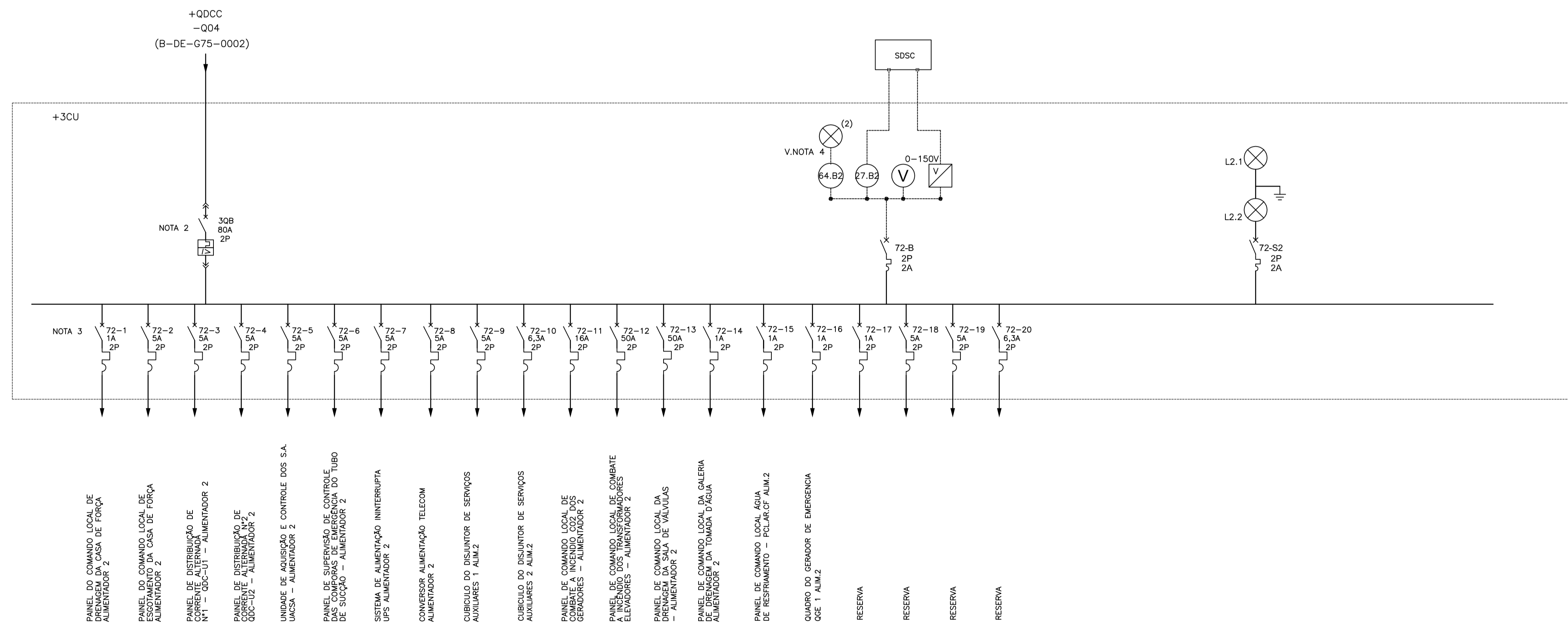
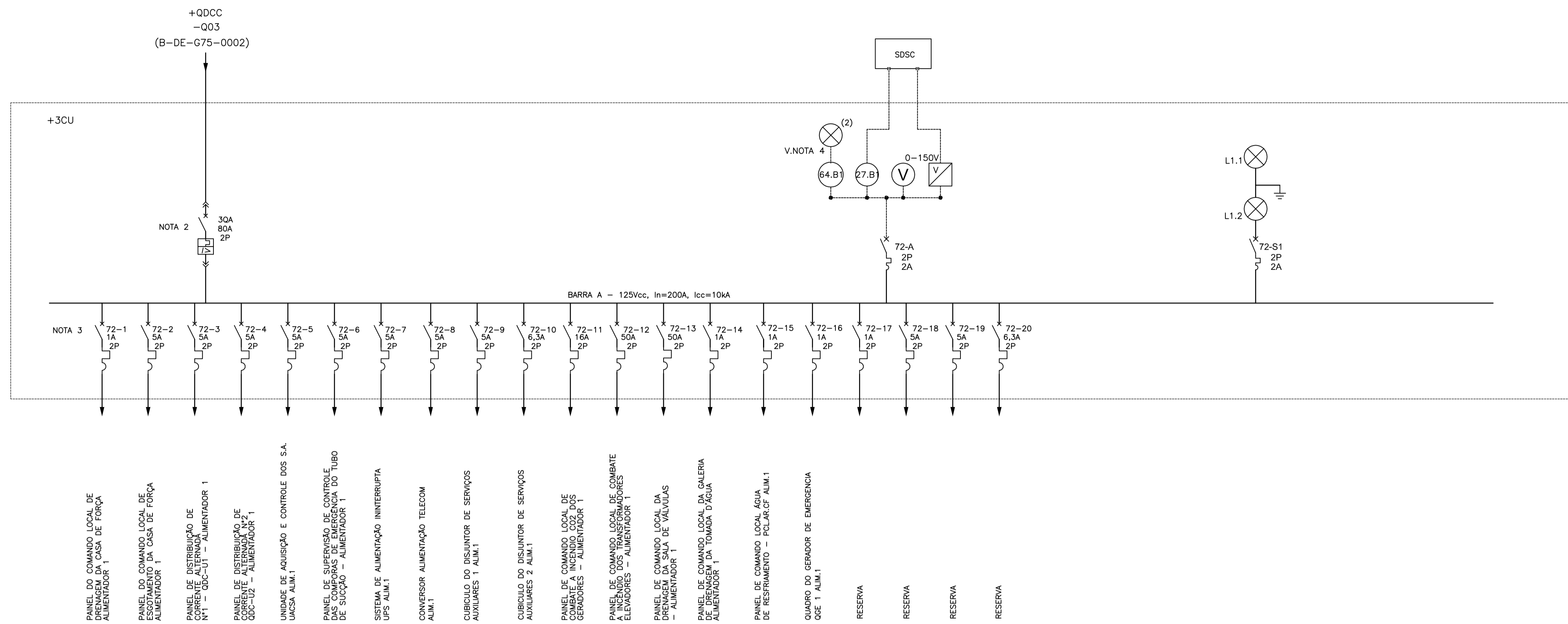
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO**
 GERAL
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CC
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +QDCC

ESCALA: S/ESC.	DOC. N° 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE: B-DE-G75-0002	REV.



LEGENDA:

- HUB - CONCENTRADOR DE REDE
- DCC-U1 - QUADRO DE DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS C.C. DA UNIDADE 1
- QDC-CC - QUADRO DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS C.C.
- SDSC - SISTEMA DIGITAL DE SUPERVISÃO E CONTROLE
- V - VOLTÍMETRO DIGITAL
- 27 - RELÉ DE SUBTENSÃO
- 64 - DETETOR FUGA A TERRA
- 72 - DISJUNTOR DE CORRENTE CONTÍNUA

NOTAS:

- 1 - SIMBOLOGIA CONFORME NORMAS ABNT.
- 2 - OS DISJUNTORES DE ENTRADA, ALÉM DOS CONTATOS NECESSÁRIOS AOS INTERTRAVAMENTOS, DEVERÃO TER CONTATOS PARA INDICAÇÃO NO SDSC DE: ABERTO/FECHADO, DISJUNTOR NA POSIÇÃO TESTE E EXTRAÍDO E DISJUNTOR DISPARADO.
- 3 - OS DISJUNTORES DE ALIMENTAÇÃO DOS CIRCUITOS DE SAÍDA DEVEM TER CONTATOS RESUMO PARA INDICAÇÃO NO SDSC
- 4 - SINALIZAÇÃO DE FUGA A TERRA DE CADA POLO.
- 5 - DISJUNTOR DE ENTRADA: CAIXA MOLDADA, PLUG-IN, COMANDO MANUAL COM MANOPLA ROTATIVA.
- 6 - DEMARRADOR - DISJUNTOR-MOTOR TERMOMAGNÉTICO, FIXO, COMANDO MANUAL, COM MANOPLA ROTATIVA; - CONTATOR MAGNÉTICO; - RESISTOR LIMITADOR CORRENTE DE PARTIDA.
- 7 - DISJUNTOR DE ALIMENTADOR: MINIDISJUNTOR TERMOMAGNÉTICO, BIPOLAR DE CORRENTE CONTÍNUA, FIXO, MONTAGEM TIPO ESPINHA DE PEIXE.
- 8 - AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, CARREGADOR DE BATERIAS, BANCO DE BATERIAS, CORRENTE NOMINAL DOS DISJUNTORES, CORRENTE NOMINAL E DE CURTO DOS BARRAMENTOS, SERÃO CONFIRMADAS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.

REFERÊNCIA:

- B-DE-G75-0001 GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CC - DIAGRAMA UNIFILAR
- B-DE-G75-0002 GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CC - DIAGRAMA UNIFILAR - +QDCC

Nº	EMISSÃO FINAL	DESCRIÇÃO	LFM	CHME	MAI/16

VLB ENGENHARIA

CESBE S.A.
Engenharia e Empreendimento

VIB
engenharia

J. Malucelli
Construtora de Obras

CRA Almeida

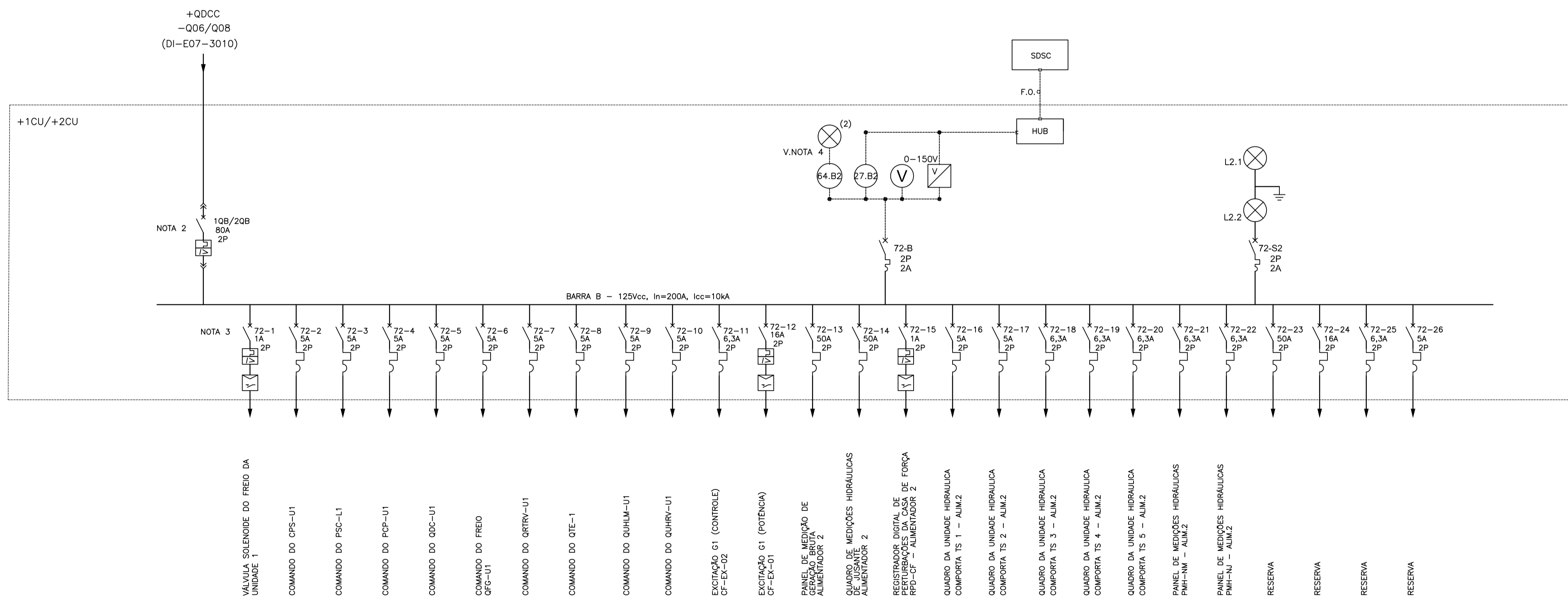
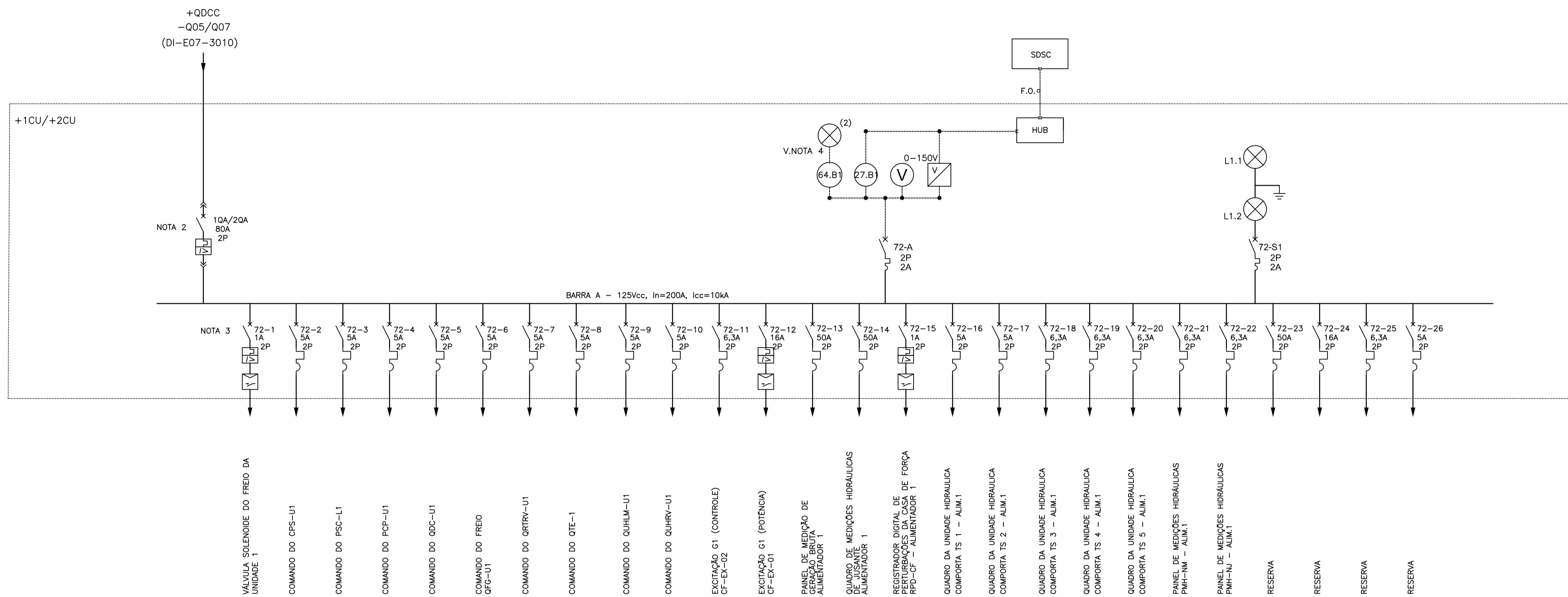
VOITH

ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>[assinatura]</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I
PROJETO BÁSICO
GERAL
SERVIÇOS AUXILIARES EM CC
DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO - +3CU

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



- LEGENDA:**
- HUB - CONCENTRADOR DE REDE
 - +1CU/+2CU - QUADRO DE DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS C.C. DA UNIDADE 1
 - +QDCC - QUADRO DE DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS C.C.
 - SDSC - SISTEMA DIGITAL DE SUPERVISÃO E CONTROLE
 - V - VOLTIMETRO DIGITAL
 - 27 - RELÉ DE SUBTENSÃO
 - 64 - DETETOR FUGA A TERRA
 - 72 - DISJUNTOR DE CORRENTE CONTÍNUA

- NOTAS:**
- 1 - SIMBOLOGIA CONFORME NORMAS ABNT.
 - 2 - OS DISJUNTORES DE ENTRADA, ALÉM DOS CONTATOS NECESSÁRIOS AOS INTERTRAVAMENTOS, DEVERÃO TER CONTATOS PARA INDICAÇÃO NO SDSC DE: ABERTO/FECHADO, DISJUNTOR NA POSIÇÃO TESTE E EXTRAÍDO E DISJUNTOR DISPARADO.
 - 3 - OS DISJUNTORES DE ALIMENTAÇÃO DOS CIRCUITOS DE SAÍDA DEVEM TER CONTATOS RESUMO PARA INDICAÇÃO NO SDSC.
 - 4 - SINALIZAÇÃO DE FUGA A TERRA DE CADA POLO.
 - 5 - DISJUNTOR DE ENTRADA: CAIXA MOLDADA, PLUG-IN, COMANDO MANUAL COM MANOPLA ROTATIVA.
 - 6 - DEMARRADOR - DISJUNTOR-MOTOR TERMOMAGNÉTICO, FIXO, COMANDO MANUAL, COM MANOPLA ROTATIVA; - CONTATOR MAGNÉTICO; - RESISTOR LIMITADOR CORRENTE DE PARTIDA.
 - 7 - DISJUNTOR DE ALIMENTADOR: MINIDISJUNTOR TERMOMAGNÉTICO, BIPOLAR DE CORRENTE CONTÍNUA, FIXO, MONTAGEM TIPO ESPINHA DE PEIXE.
 - 8 - AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, CARREGADOR DE BATERIAS, BANCO DE BATERIAS, CORRENTE NOMINAL DOS DISJUNTORES, CORRENTE NOMINAL E DE CURTO DOS BARRAMENTOS, SERÃO CONFIRMADAS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.

REFERÊNCIA:
 B-DE-G75-0001 CASA DE FORÇA - GERAL - SERVIÇOS AUXILIARES EM CC - DIAGRAMA UNIFILAR

Nº	EMISSÃO	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL		LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A

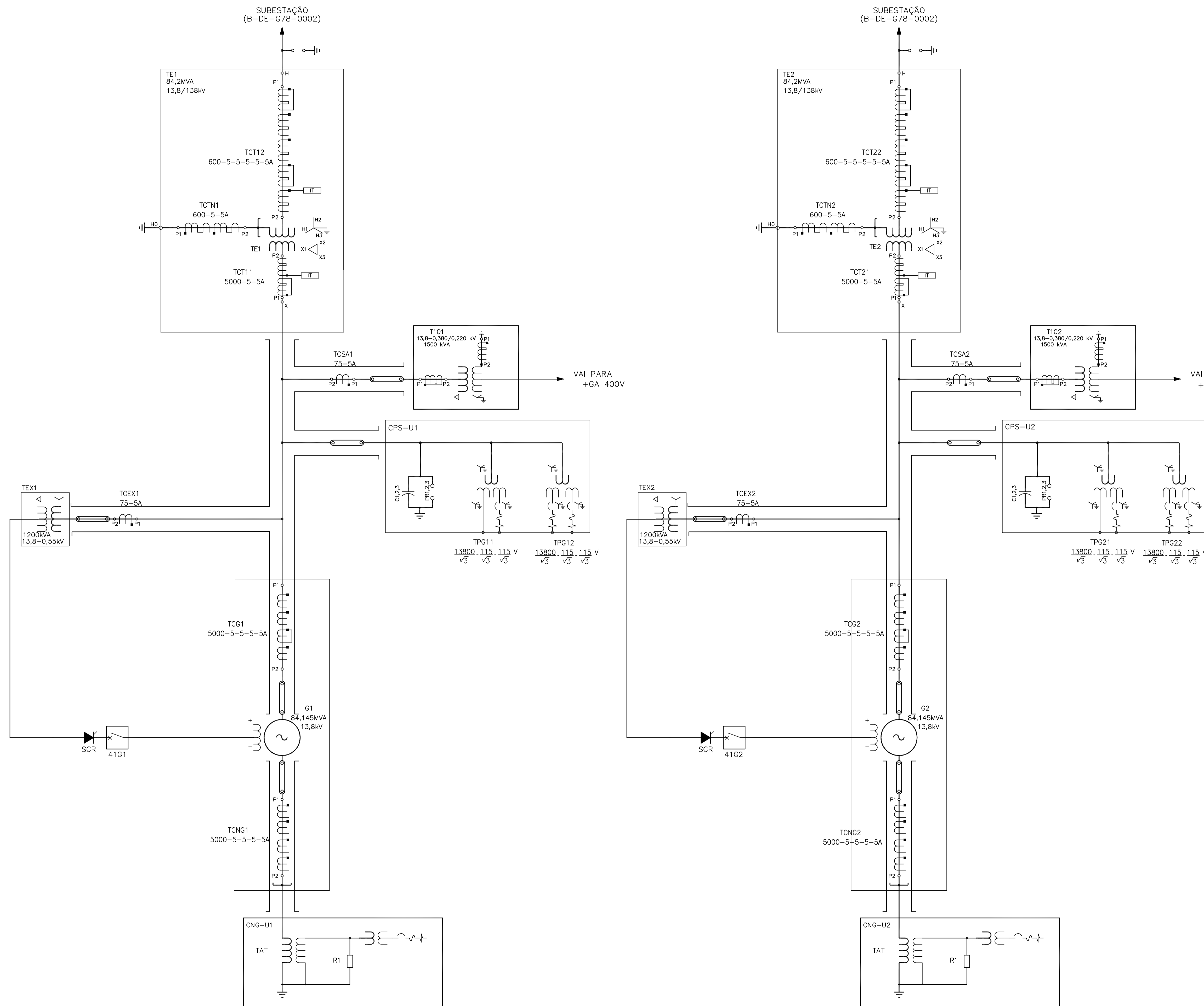
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>[Assinatura]</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
 GERAL
 SERVIÇOS AUXILIARES EM CC
 DIAGRAMA UNIFILAR SUPLEMENTAR - +1CU/+2CU

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.

DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS - PROIBIDA QUALQUER REPRODUÇÃO SEM AUTORIZAÇÃO EXPRESSA



- LEGENDA:**
- CNG-U* - CUBÍCULO DE ATERRAMENTO DE NEUTRO DA UNIDADE 1/2
 - CPS-U* - CUBÍCULO DE SURTO DE TENSÃO DA UNIDADE 1/2
 - TSA* - CUBÍCULO DE SURTO DE TENSÃO DA UNIDADE 1/2
 - TE* - CUBÍCULO DE SURTO DE TENSÃO DA UNIDADE 1/2

NOTAS:

1 - AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, RELAÇÃO DE TRANSFORMAÇÃO DOS TCS, POTÊNCIA DOS TRANSFORMADORES DOS SERVIÇOS AUXILIARES ELÉTRICOS, POTÊNCIA DOS TRANSFORMADORES DE EXCITAÇÃO, SERÃO CONFIRMADAS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

B-DE-G70-0001-GERAL - SERVIÇO AUXILIARES CA - DIAGRAMA UNIFILAR
 B-DE-G75-0001-GERAL - SERVIÇO AUXILIARES CC - DIAGRAMA UNIFILAR
 B-DE-G78-0002-GERAL - SUBESTAÇÃO - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

N°	EMISSÃO FINAL	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL		LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A



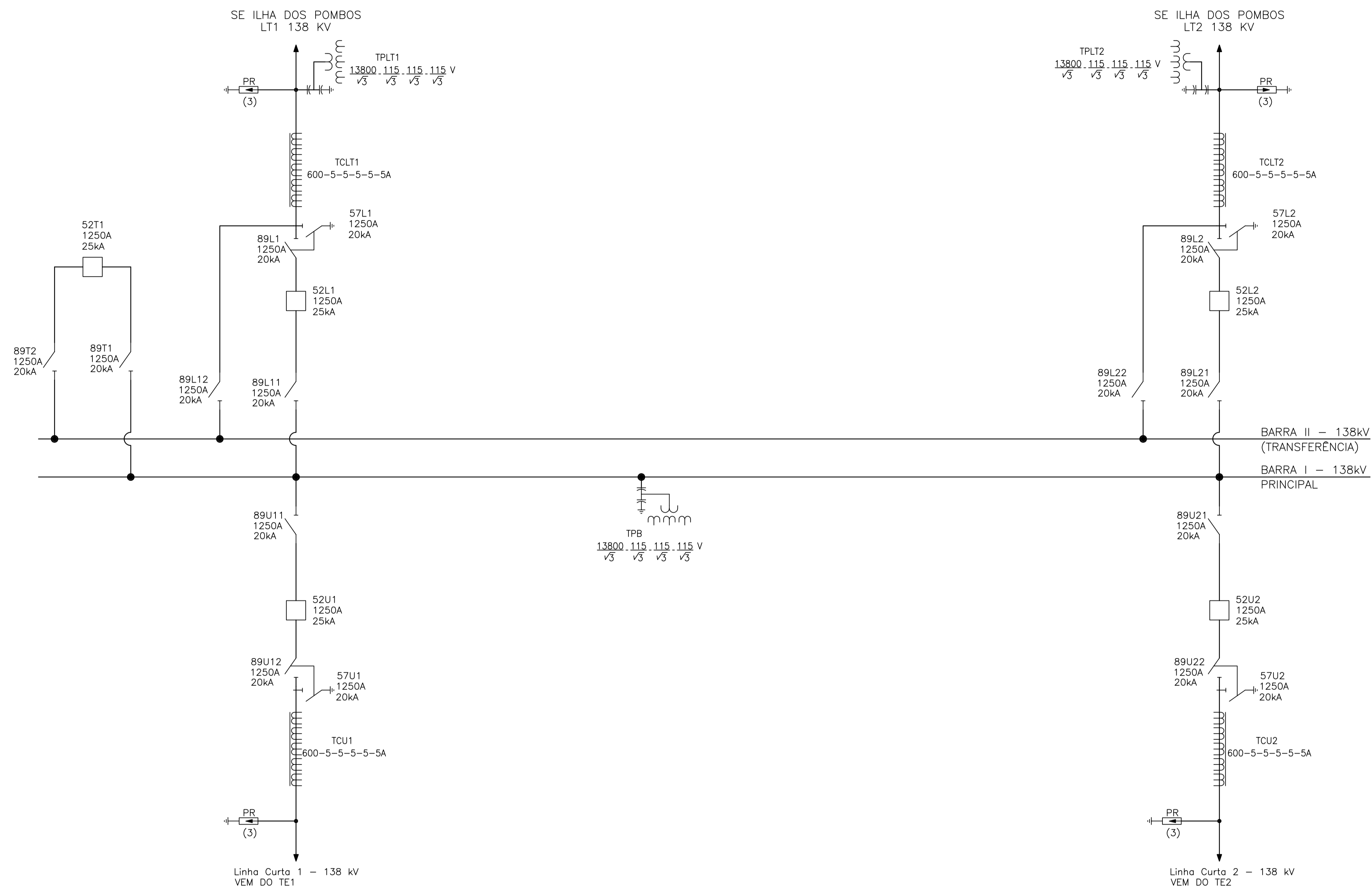
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO GERAL UNIDADES GERADORAS DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO**

ESCALA: S/ESC.	DOC. N° 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	B-DE-G78-0001	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	



NOTAS:
1 - AS CARACTERÍSTICAS ELÉTRICAS NOMINAIS DOS EQUIPAMENTOS TAIS COMO, RELAÇÃO DE TRANSFORMAÇÃO DOS TCS, CORRENTE NOMINAL E DE CURTO DOS DISJUNTORES E CHAVES SECCIONADORAS, SERÃO CONFIRMADAS NO DECORRER DO PROJETO EXECUTIVO.

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES
B-DE-G78-0001- GERAL - UNIDADE GERADORA - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO
B-DE-G61-0001 - GERAL - ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS DE SUBESTAÇÃO - PLANTA E CORTE

N°	EMISSÃO FINAL	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL		LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A





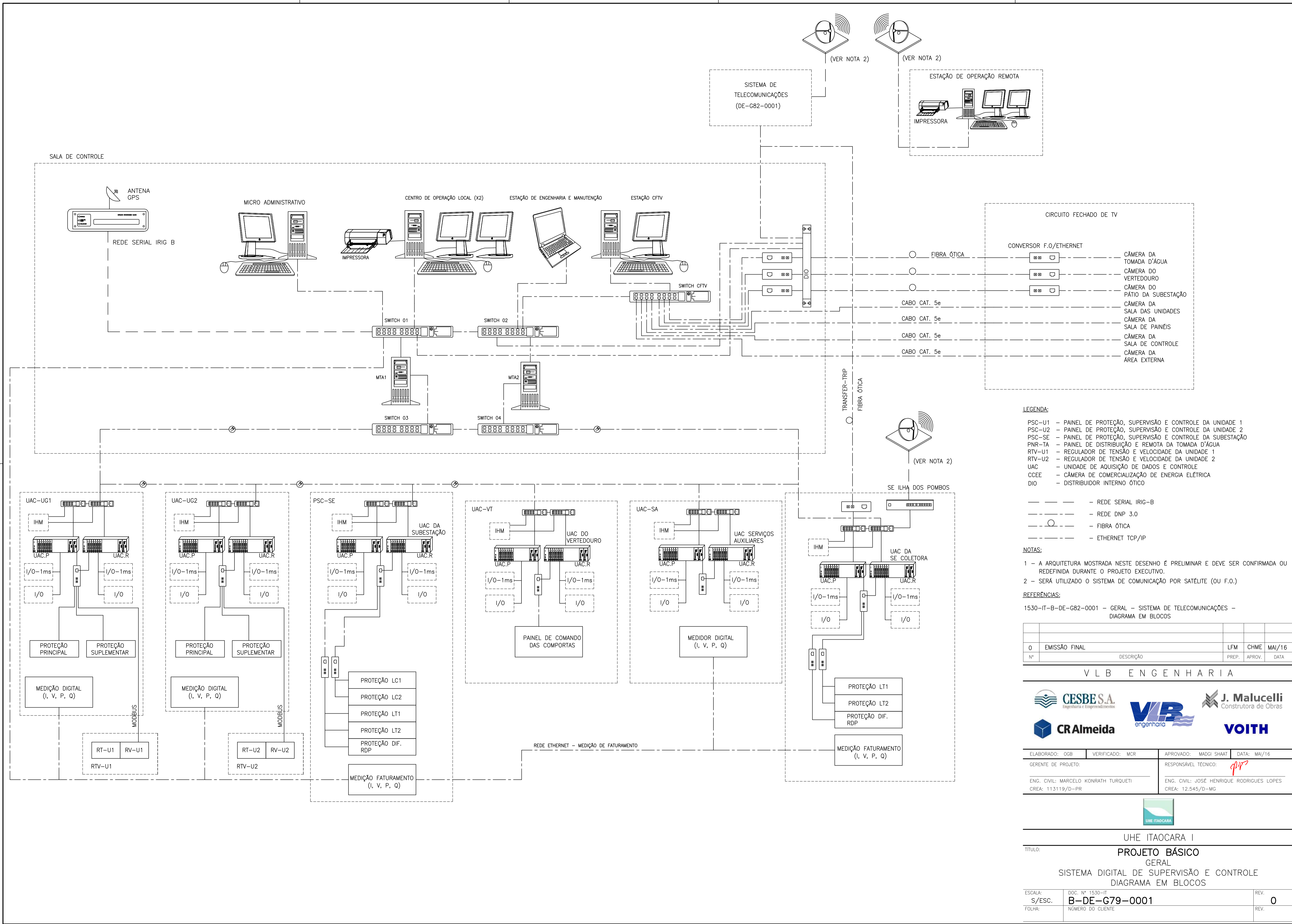



ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHL</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	


UHE ITAOCARA I

PROJETO BÁSICO
GERAL
SUBESTAÇÃO
DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

ESCALA: S/ESC.	DOC. N° 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	B-DE-G78-0002	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	



LEGENDA:

- PSC-U1 - PAINEL DE PROTEÇÃO, SUPERVISÃO E CONTROLE DA UNIDADE 1
- PSC-U2 - PAINEL DE PROTEÇÃO, SUPERVISÃO E CONTROLE DA UNIDADE 2
- PSC-SE - PAINEL DE PROTEÇÃO, SUPERVISÃO E CONTROLE DA SUBESTAÇÃO
- PNR-TA - PAINEL DE DISTRIBUIÇÃO E REMOTA DA TOMADA D'ÁGUA
- RTV-U1 - REGULADOR DE TENSÃO E VELOCIDADE DA UNIDADE 1
- RTV-U2 - REGULADOR DE TENSÃO E VELOCIDADE DA UNIDADE 2
- UAC - UNIDADE DE AQUISIÇÃO DE DADOS E CONTROLE
- CCEE - CÂMERA DE COMERCIALIZAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA
- DIO - DISTRIBUIDOR INTERNO ÓTICO

- REDE SERIAL IRIG-B
- REDE DNP 3.0
- FIBRA ÓTICA
- ETHERNET TCP/IP

NOTAS:



- 1 - A ARQUITETURA MOSTRADA NESTE DESENHO É PRELIMINAR E DEVE SER CONFIRMADA OU REDEFINIDA DURANTE O PROJETO EXECUTIVO.
- 2 - SERÁ UTILIZADO O SISTEMA DE COMUNICAÇÃO POR SATÉLITE (OU F.O.)



REFERÊNCIAS:

1530-IT-B-DE-G82-0001 - GERAL - SISTEMA DE TELECOMUNICAÇÕES - DIAGRAMA EM BLOCOS

Nº	EMISSÃO FINAL	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL		LFM	CHME	MAI/16

VLB ENGENHARIA

ELABORADO: OGB	VERIFICADO: MCR	APROVADO: MADGI SHAAT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>[assinatura]</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES	
CREA: 11.3119/D-PR		CREA: 12.545/D-MG	

UHE ITAOCARA I

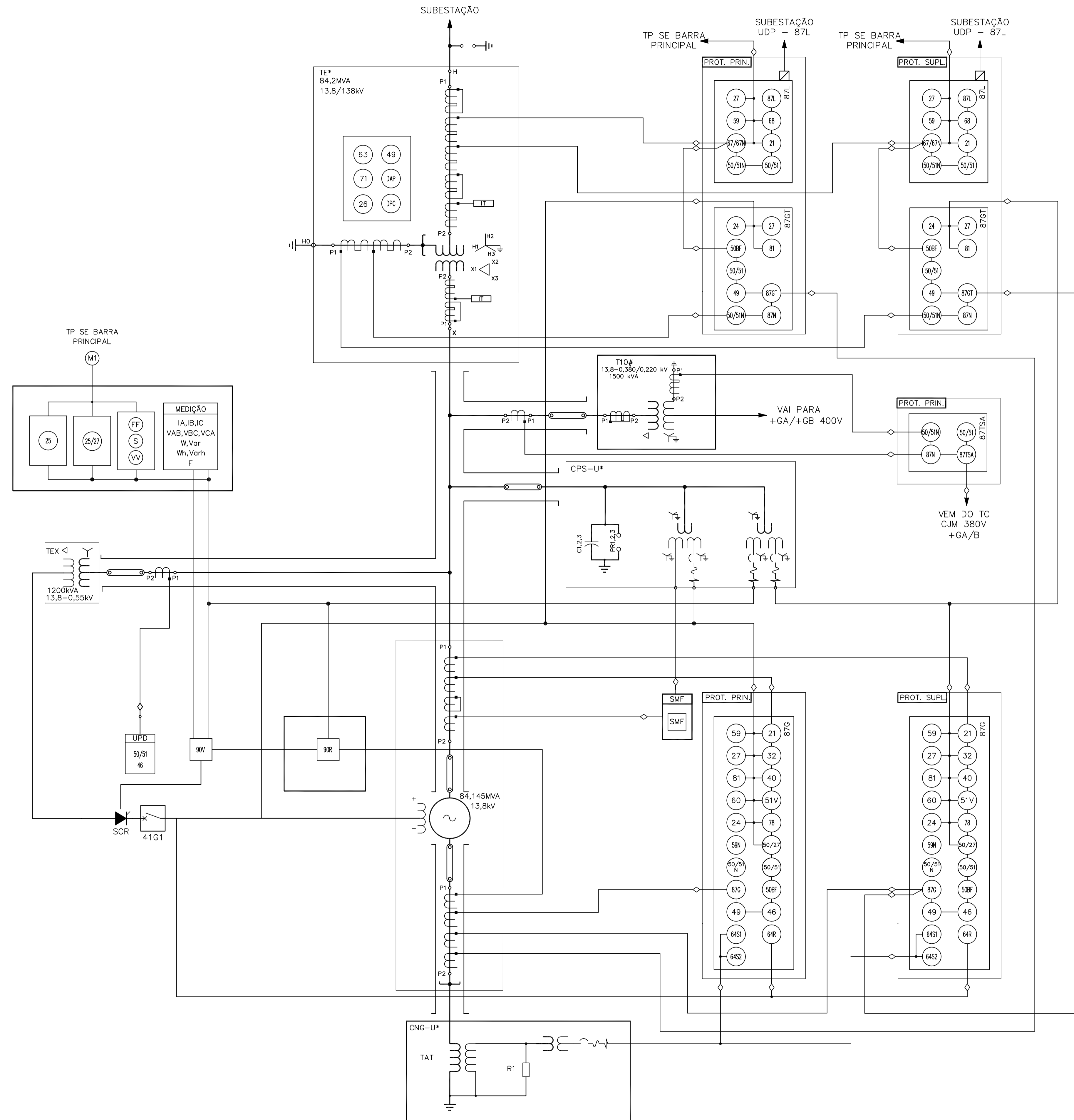
PROJETO BÁSICO

GERAL

SISTEMA DIGITAL DE SUPERVISÃO E CONTROLE

DIAGRAMA EM BLOCOS

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA: NÚMERO DO CLIENTE	B-DE-G79-0001	REV.



- 21 - RELÉ DE DISTÂNCIA
- 24 - SOBREEXCITAÇÃO OU V/Hz
- 25 - SINCRONISMO
- 26 - DISPOSITIVO TÉRMICO DO EQUIPAMENTO
- 27 - RELÉ DE SUBTENSÃO
- 32 - RELÉ DIRECIONAL DE POTÊNCIA
- 40 - PERDA DE CAMPO OU DE EXCITAÇÃO
- 46 - RELÉ DE DESBALANCEAMENTO DE CORRENTE
- 49 - RELÉ TÉRMICO
- 50 - SOBRECORRENTE INSTANTÂNEO
- 50BF - FALHA DO DISJUNTOR
- 51 - SOBRECORRENTE TEMPORIZADA
- 51V - SOBRECORRENTE COM RESTRIÇÃO DE TENSÃO
- 50/51N - SOBRECORRENTE INSTANTÂNEO E TEMPORIZADO DE NEUTRO
- 59 - RELÉ DE SOBRETENSÃO
- 59N - RELÉ DE SOBRETENSÃO DE NEUTRO
- 60 - RELÉ DE BALANÇO DE CORRENTE OU DE TENSÃO
- 63 - RELÉ DE GÁS
- 64 - RELÉ DETECTOR DE TERRA
- 64R - RELÉ DETECTOR DE FALHA À TERRA DO ROTOR
- 67/67N - RELÉ DIRECIONAL DE SOBRECORRENTE
- 68 - RELÉ DE BLOQUEIO
- 71 - DISPOSITIVO DE DETECÇÃO DE NÍVEL
- 78 - MEDIÇÃO DE ÂNGULO DE FASE
- 81 - RELÉ DE FREQUENCIA
- 87G - RELÉ DE PROTEÇÃO DIFERENCIAL DO GERADOR
- 87N - RELÉ DIFERENCIAL DE NEUTRO
- 87L - RELÉ DIFERENCIAL DA LINHA
- DPC - CONCENTRADOR DE DADOS DE FASORES

NOTAS:

1 - AS INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES SERÃO INDICADAS DURANTE O DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EXECUTIVO.

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

B-DE-G81-0002 - GERAL - PROTEÇÃO E MEDIÇÃO DA SUBESTAÇÃO - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A



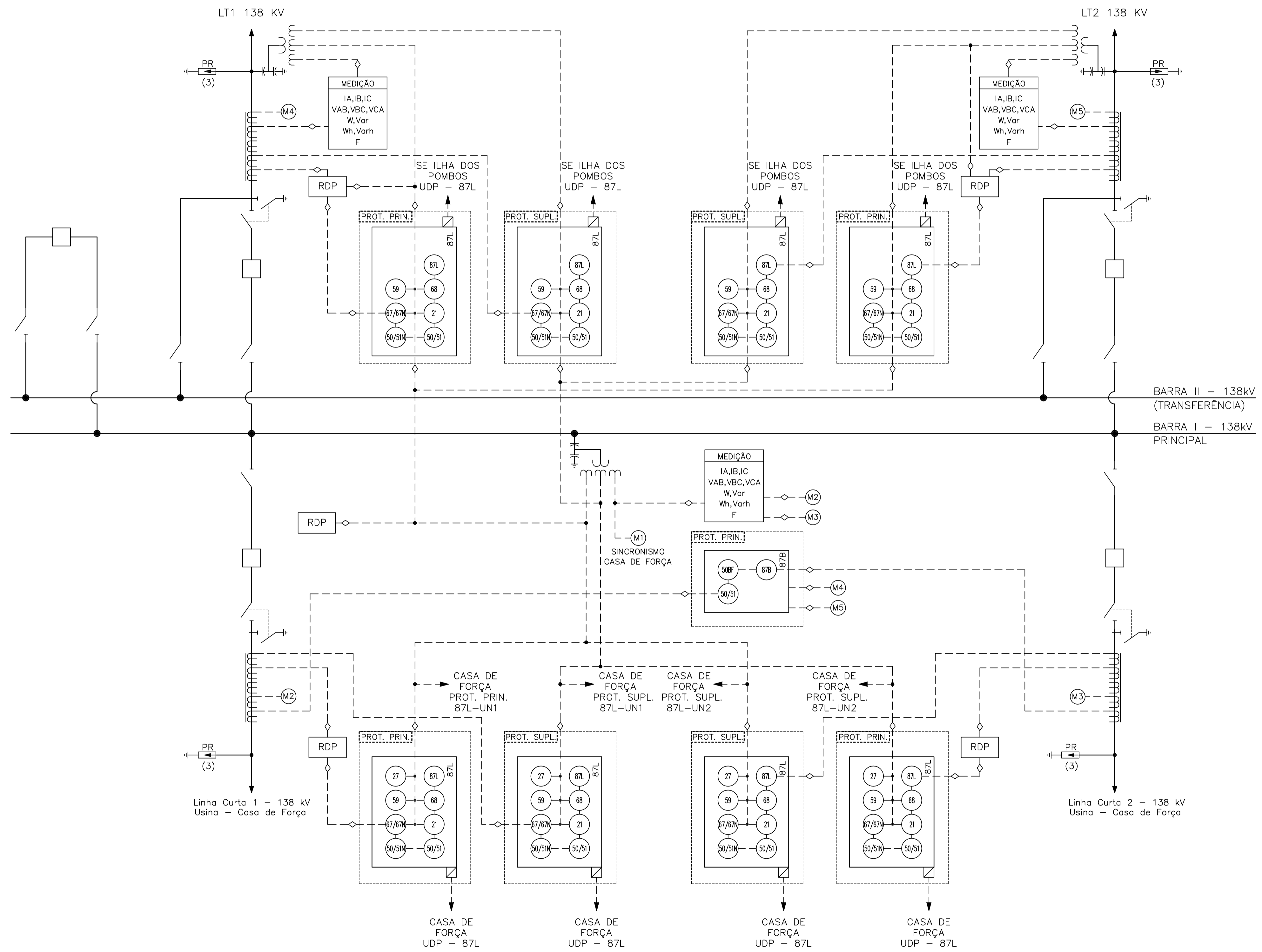
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>J.P.P.</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO**
GERAL
PROTEÇÃO E MEDIÇÃO DA UNIDADE GERADORA
DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

ESCALA:	DOC. N° 1530-IT	REV.
S/ESC.	B-DE-G81-0001	0
FOLHA:	NÚMERO DO CLIENTE	REV.
1/1		



- 21 - RELÉ DE DISTÂNCIA
- 27 - RELÉ DE SUBTENSÃO
- 50BF - FALHA DO DISJUNTOR
- 50/51 - SOBRECORRENTE INSTANTÂNEO E TEMPORIZADO DE FASE
- 50/51N - SOBRECORRENTE INSTANTÂNEO E TEMPORIZADO DE NEUTRO
- 59 - RELÉ DE SOBRETENSÃO
- 67 - RELÉ DIRECIONAL DE CORRENTE
- 67N - RELÉ DIRECIONAL DE CORRENTE DE NEUTRO
- 68 - RELÉ DE BLOQUEIO POR OSCILAÇÃO DE POTÊNCIA
- 87B - RELÉ DIFERENCIAL DO BARRAMENTO
- 87L - RELÉ DIFERENCIAL DA LINHA
- RDP - REGISTRADOR DE PERTURBAÇÕES

NOTAS:
 1 - AS INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES SERÃO INDICADAS DURANTE O DESENVOLVIMENTO DO PROJETO EXECUTIVO.

DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

1530-IT-B-DE-G81-0001 - GERAL - PROTEÇÃO E MEDIÇÃO DA UNIDADE - DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

Nº	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16

V L B ENGENHARIA



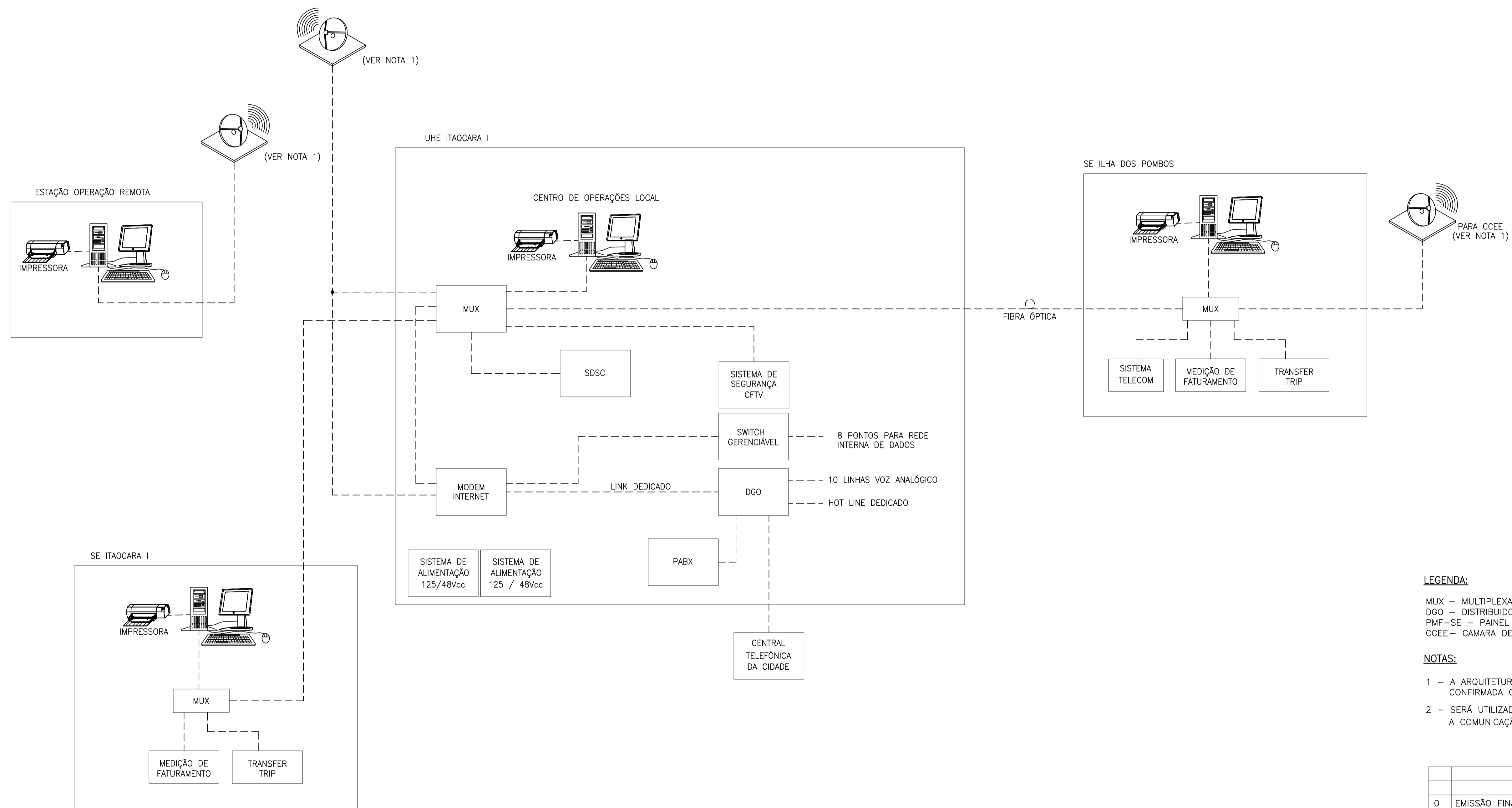
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHP</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO**
 GERAL
 PROTEÇÃO E MEDIÇÃO DA SUBESTAÇÃO
 DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

ESCALA: S/ESC.	DOC. Nº 1530-IT	REV. 0
FOLHA: 1/1	B-DE-G81-0002	REV.
	NÚMERO DO CLIENTE	



LEGENDA:

MUX – MULTIPLEXADOR
 DGO – DISTRIBUIDOR GERAL
 PMF-SE – PAINEL DE MEDIÇÃO DE FATURAMENTO DA UHE
 CCEE – CAMARA DE COMERCIALIZAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA

NOTAS:

- 1 – A ARQUITETURA MOSTRADA NESSE DESENHO É PRELIMINAR E DEVE SER CONFIRMADA OU REDEFINIDA DURANTE O PROJETO EXECUTIVO.
- 2 – SERÁ UTILIZADO O SISTEMA DE COMUNICAÇÃO POR SATÉLITE. COMO ALTERNATIVA, A COMUNICAÇÃO COM A REDE PÚBLICA PODERÁ SER VIA FIBRA ÓTICA.

N°	DESCRIÇÃO	PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL	LFM	CHME	MAI/16

V L B E N G E N H A R I A



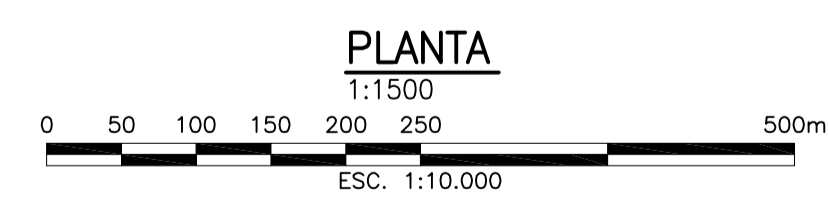
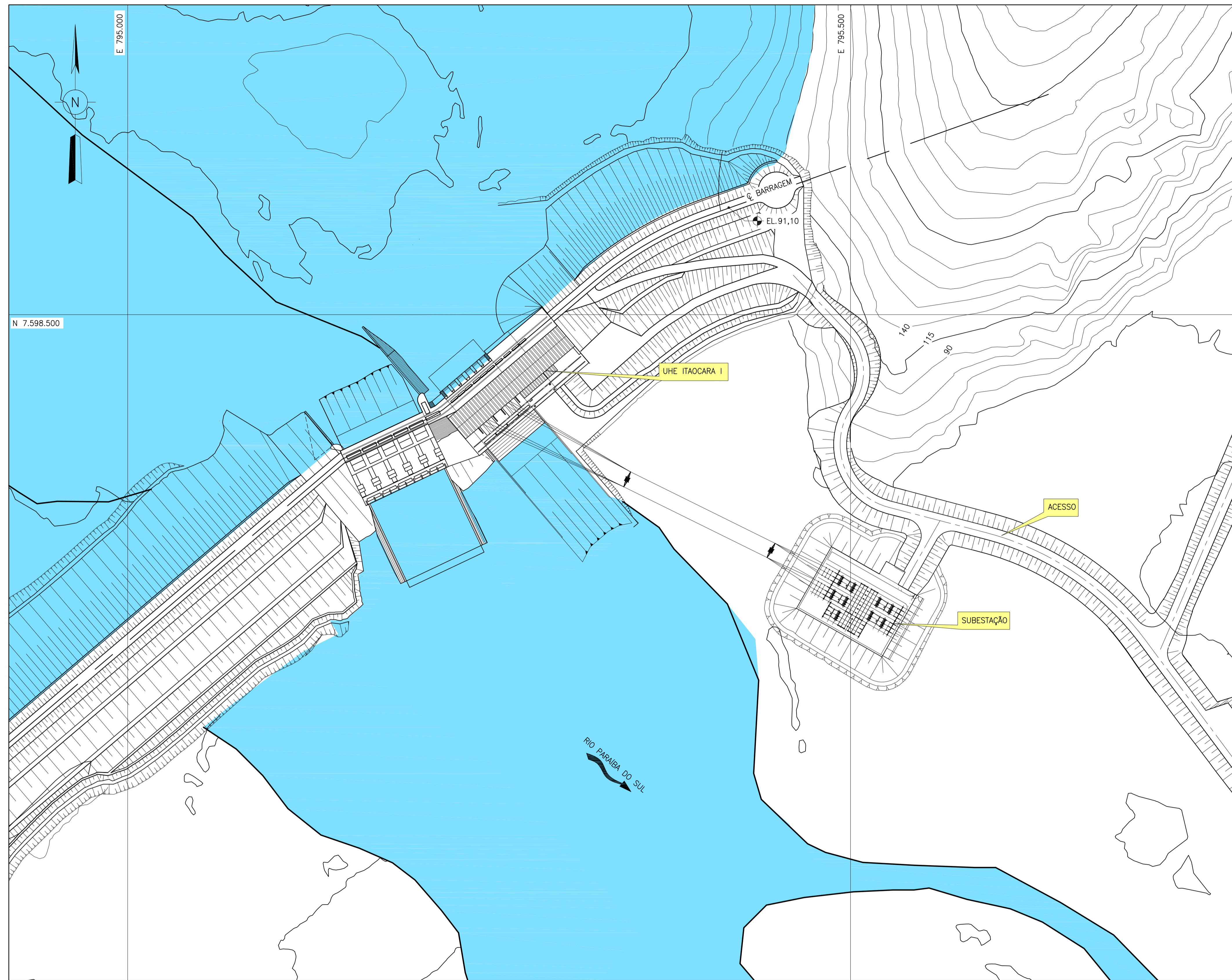
ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHR</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 11.3119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO: **PROJETO BÁSICO GERAL SISTEMA DE TELECOMUNICAÇÕES DIAGRAMA EM BLOCOS**

ESCALA: S/ESC.	DOC. N° 1530-IT B-DE-G82-0001	REV. 0
FOLHA: 1/1	NÚMERO DO CLIENTE	REV.



NOTAS:

1 - TODAS AS DIMENSÕES E ELEVAÇÕES ESTÃO EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO.

Nº	EMISSÃO FINAL	DESCRIÇÃO	LFM	MKT	MAI/16
Nº			PREP.	APROV.	DATA
0	EMISSÃO FINAL				

VLB ENGENHARIA



ELABORADO: DMB	VERIFICADO: CHME	APROVADO: MKT	DATA: MAI/16
GERENTE DE PROJETO:		RESPONSÁVEL TÉCNICO: <i>JHR</i>	
ENG. CIVIL: MARCELO KONRATH TURQUETI CREA: 113119/D-PR		ENG. CIVIL: JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES CREA: 12.545/D-MG	



UHE ITAOCARA I

TÍTULO:
PROJETO BÁSICO
GERAL
INTERLIGAÇÃO CASA DE FORÇA/SUBESTAÇÃO
PLANTA

ESCALA:	DOC. Nº 1530-IT	REV.
INDICADA	B-DE-C90-0001	0
FOLHA:	NÚMERO DO CLIENTE	REV.
1/1		

PROJETO BÁSICO
MURO DE LIGAÇÃO
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

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

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 “m²” e os volumes em “m³”.

1.3. COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF

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

Onde:

CSF – Coeficiente de segurança à flutuação;

ΣV – Somatório das forças gravitacionais;

ΣU – 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;

ΣM_E – Somatório dos momentos estabilizantes;

ΣM_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_{ϕ} – Coeficiente de ponderação relativo ao atrito;

CSD_c – Coeficiente de ponderação relativo à coesão;

N_i – Força normal à superfície de escorregamento em análise;

ϕ_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.

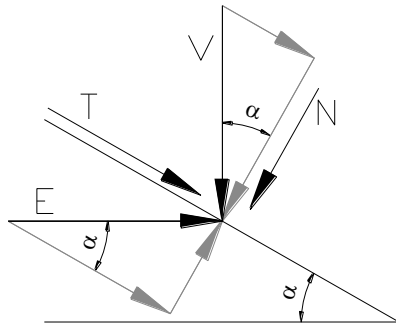
Coeficientes de segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
CSD_c	3,00	1,50	1,30	2,00
CSD_{ϕ}	1,50	1,10	1,10	1,30

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:

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

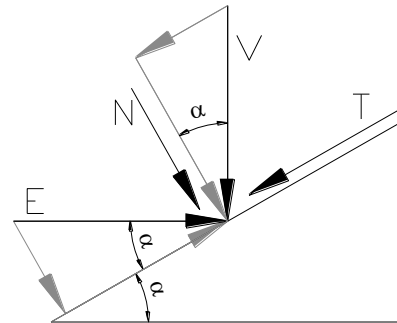
As forças normais (N) e tangenciais (T) dependem do sentido de inclinação do plano em que atuam e são obtidas a partir das forças verticais e horizontais pelas expressões:



Plano Descendente

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

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



Plano Ascendente

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

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

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% ⁽¹⁾	67% ⁽¹⁾	Resultante dentro da Base	67% ⁽¹⁾

- 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.

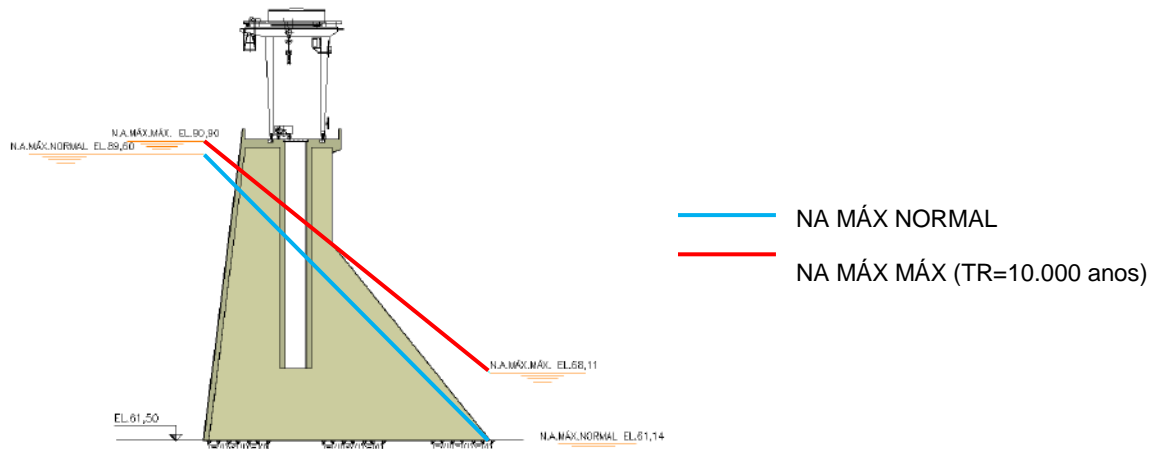


Figura – Muro de Ligação – Linha Piezométrica

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/s².

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:

λ - Aceleração horizontal;

H - Profundidade máxima;

ϖ - 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;

ELETROBRÁS. 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.

2 ESTRUTURA

2.1. GEOMETRIA

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

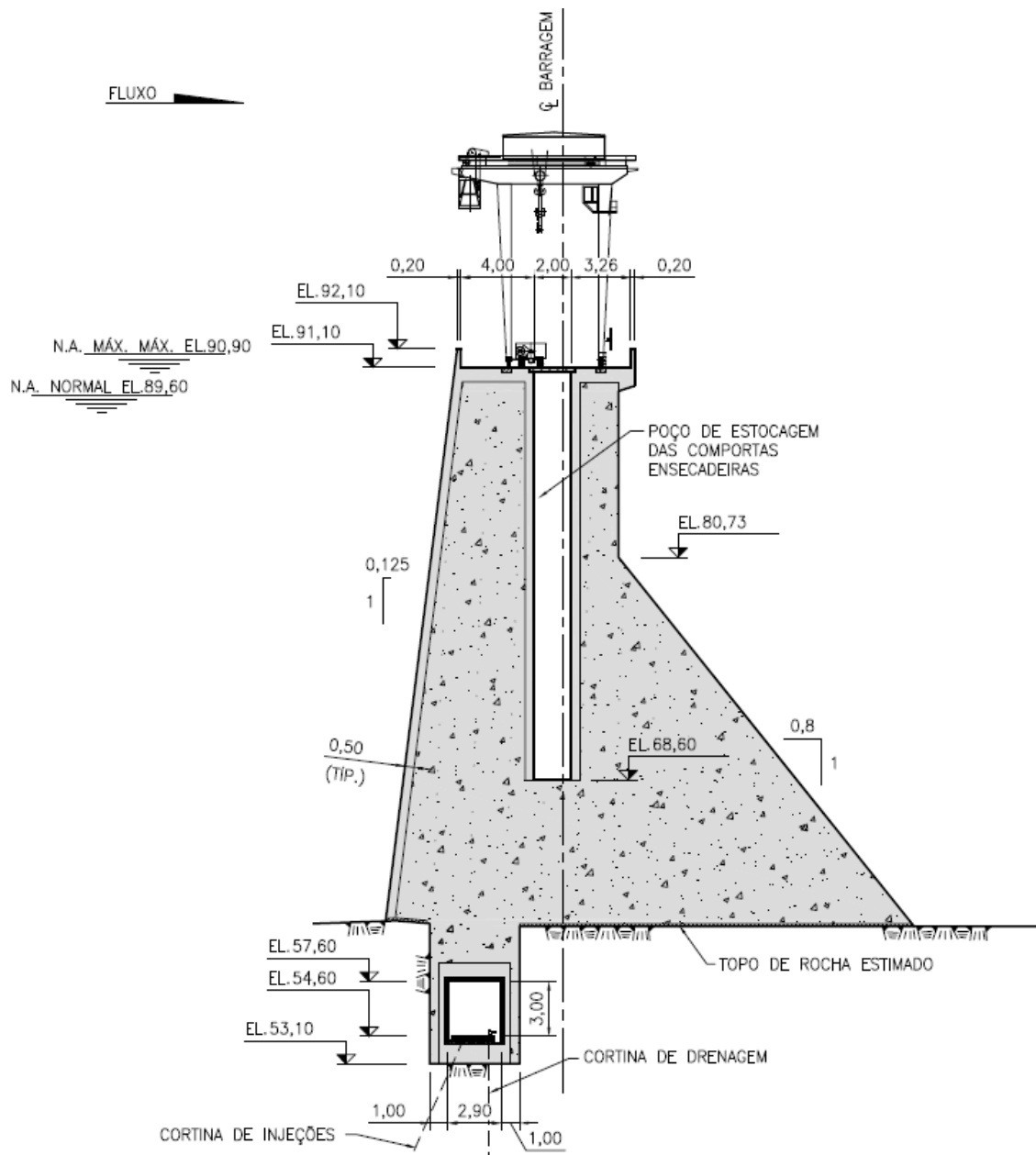


Figura – Muro de Ligação – Corte Transversal

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

3 CASOS DE CARREGAMENTO

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

Caso de Carregamento	N.A. Montante	N.A. Jusante	Observações
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.

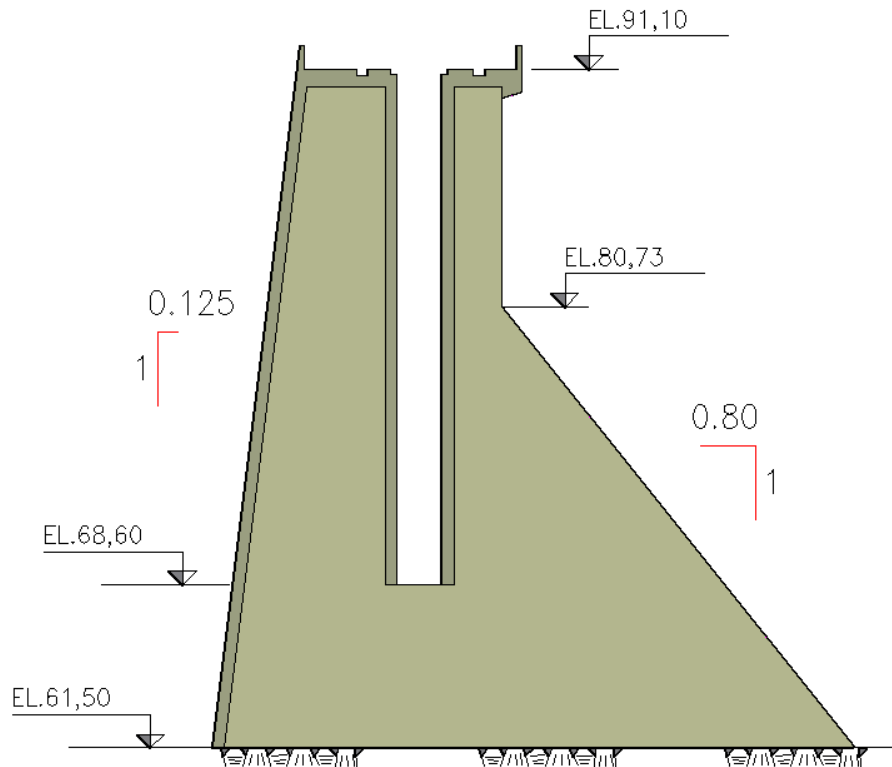


Figura – Muro de Ligação – Seção Transversal

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

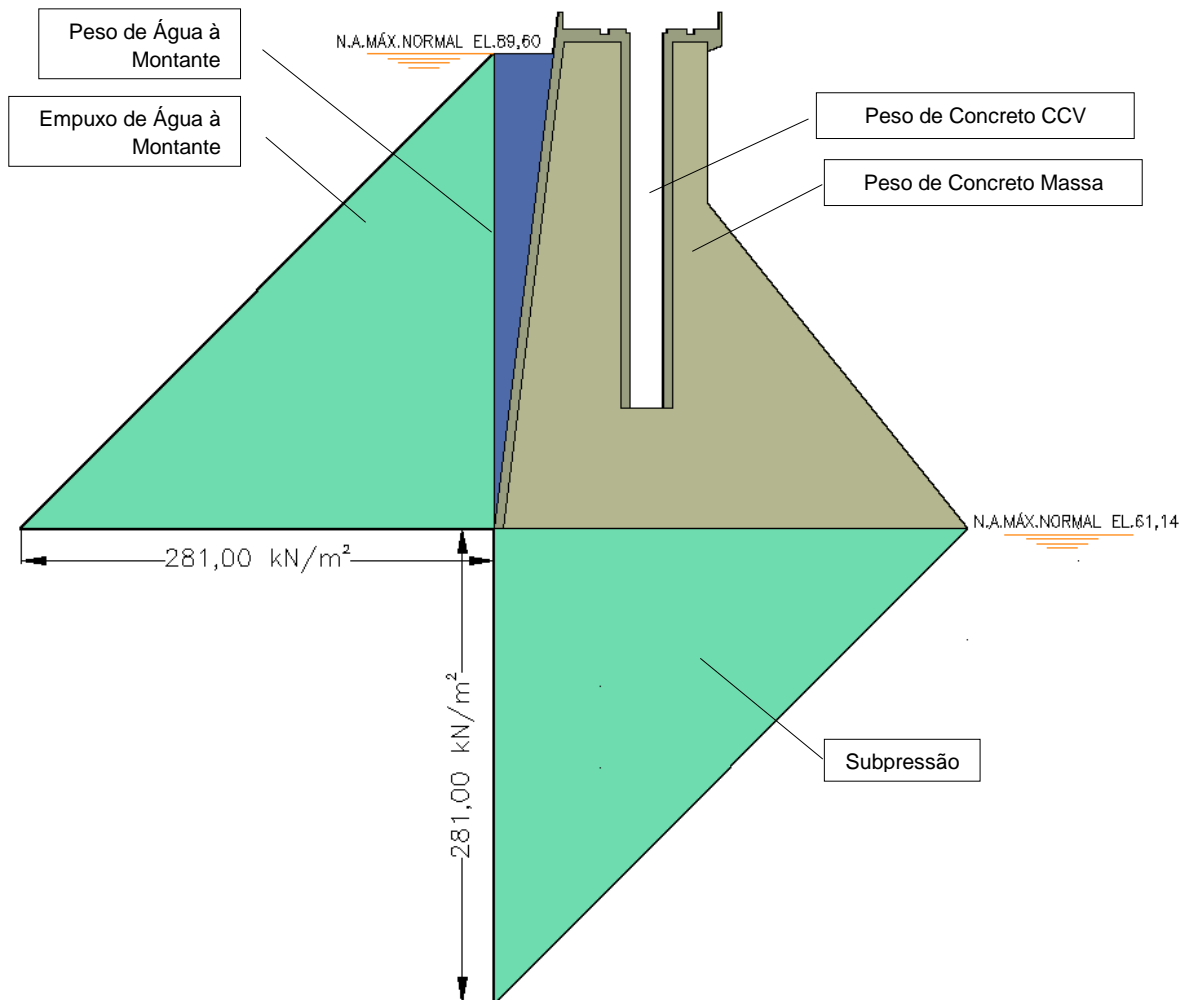


Figura – Carregamentos CCN – Seção

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

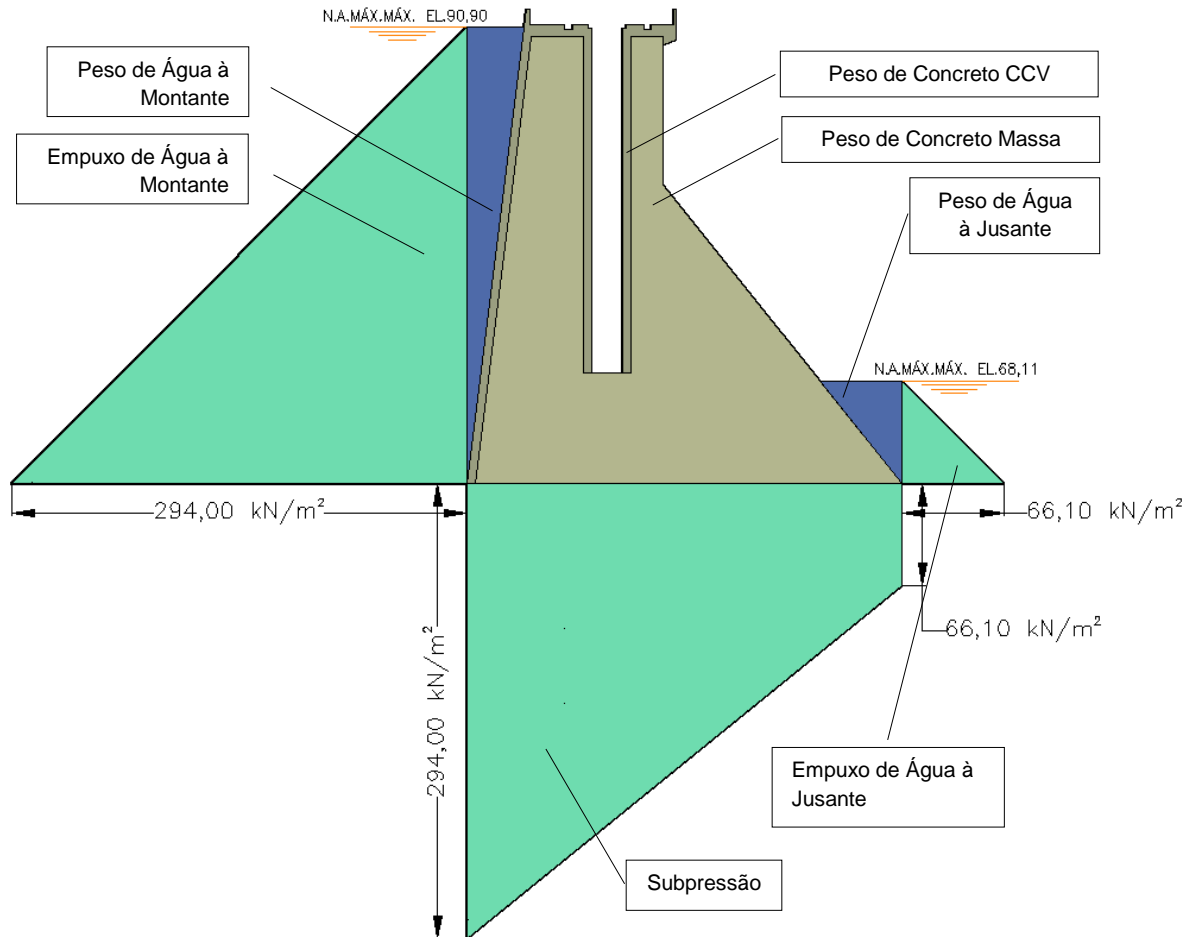


Figura – Carregamentos CCE1 – Seção

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

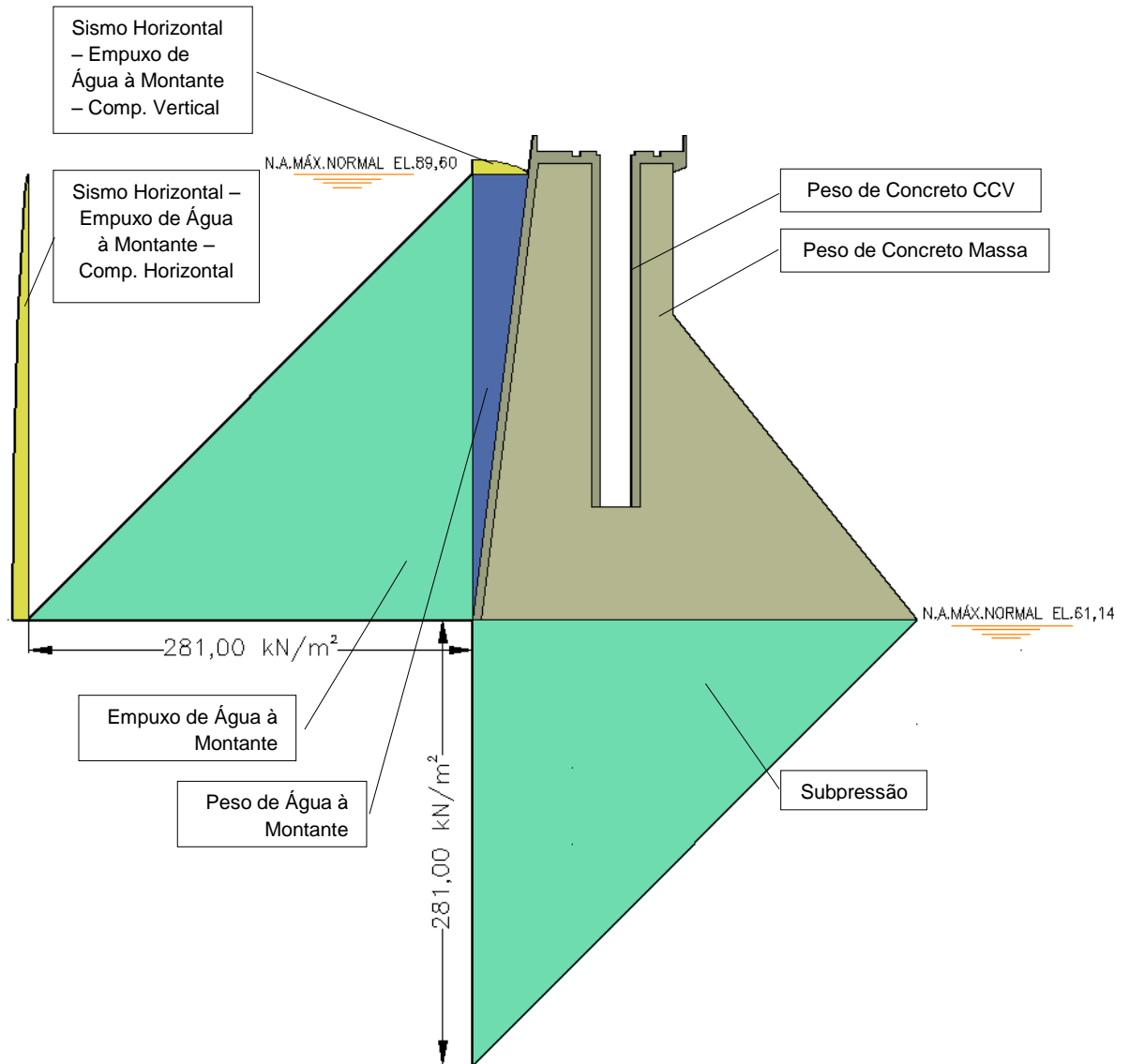


Figura – Carregamentos CCE3 – Seção

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

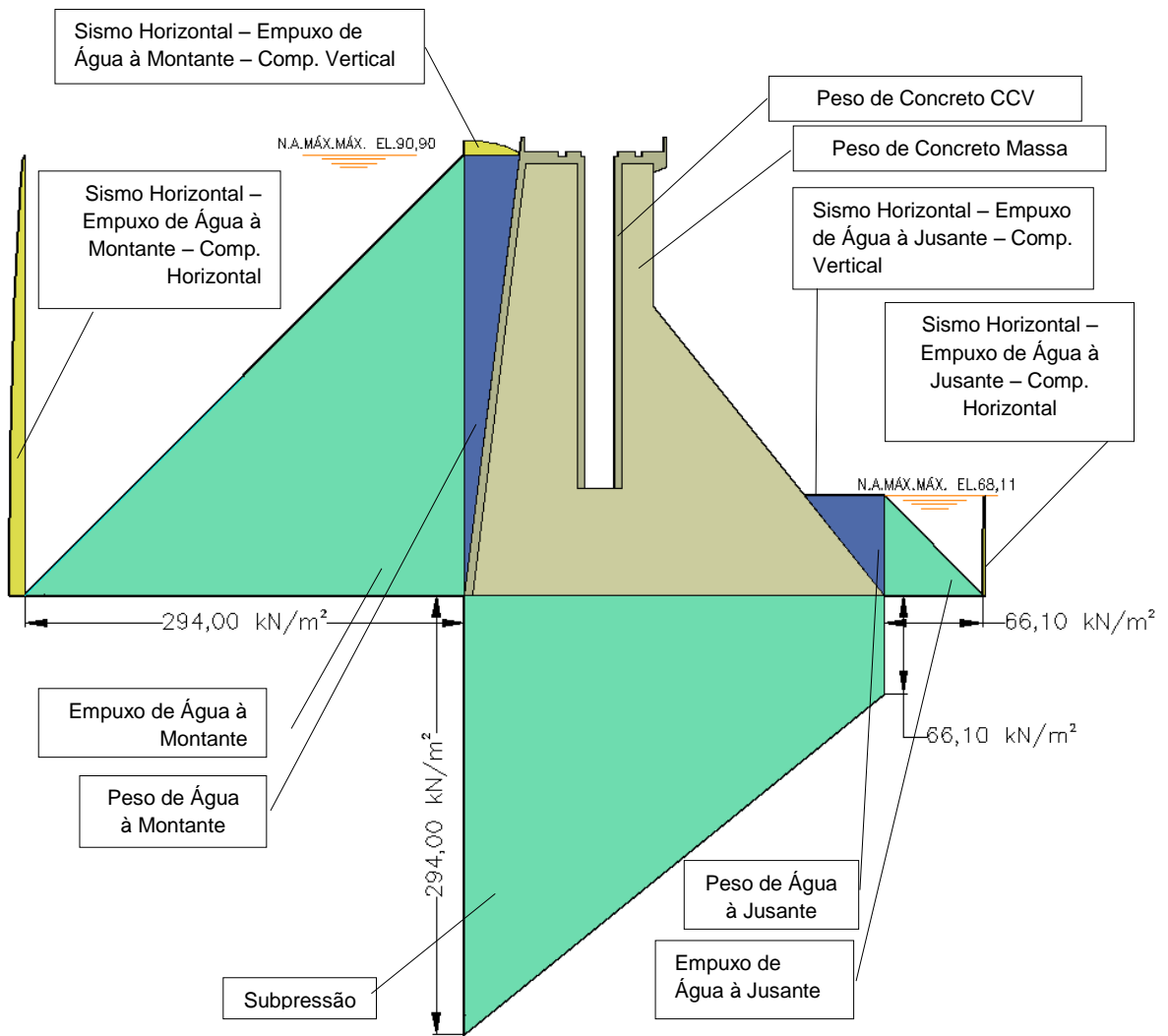


Figura – Carregamentos CCL – Seção


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

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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	V ₁ = -1.027,92	21,41		M ₁ = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	V ₂ = -9.117,84	16,85		M ₂ = 153.635,60
Peso de Água à Montante	49,39	10,00	V ₃ = -493,90	26,83		M ₃ = 13.251,34
Empuxo de Água à Montante	394,81	10,00	T ₁ = 3.948,10		9,37	M ₄ = -36.993,70
Subpressão	393,54	10,00	U = 3.935,40	18,67		M ₅ = -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	$\Sigma M_T = M_4 + M_5$	
ΣT_i , MONTANTE = T ₁	3.948,10 kN	$\Sigma M_T =$	110.467,62 kNxm
ΣT_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 _Ø - 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 _c - COM COESÃO			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_\phi \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	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 _Ø = 1,50
			FSD _c = 3,00
			A _i = 28,01 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_\phi \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,90 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$
			FSD _Ø = 1,50
			FSD _c = 3,00
			A _i = 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 (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	V ₁ = -1.027,92	21,41		M ₁ = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	V ₂ = -9.117,84	16,85		M ₂ = 153.635,60
Peso de Água à Montante	54,06	10,00	V ₃ = -540,60	26,78		M ₃ = 14.477,27
Peso de Água à Jusante	17,48	10,00	V ₄ = -174,80	1,76		M ₄ = 307,65
Empuxo de Água à Montante	432,18	10,00	T ₁ = 4.321,80		9,80	M ₅ = -42.353,64
Empuxo de Água à Jusante	21,85	10,00	T ₂ = -218,50		2,20	M ₆ = 480,70
Subpressão	504,32	10,00	U = 5.043,20	16,96		M ₇ = -85.532,67

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 28,01 Y_t = 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 kNxm
$\sum V - \sum U =$	5.817,96 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7$	
$\sum T_i$, MONTANTE = T ₁	4.321,80 kN	$\sum M_T =$	127.886,31 kNxm
$\sum T_i$, JUSANTE = T ₂	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 _ø - 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 _c - 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 _ø = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00		V ₁ = -1.027,92	21,41		M ₁ = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00		V ₂ = -9.117,84	16,85		M ₂ = 153.635,60
Peso de Água à Montante	49,39	10,00		V ₃ = -493,90	26,83		M ₃ = 13.251,34
Empuxo de Água à Montante	394,81	10,00		T ₁ = 3.948,10		9,37	M ₄ = -36.993,70
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal	19,25	10,00	1,00	T ₂ = 192,50		11,28	M ₅ = -2.171,40
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	2,40	10,00	1,00	V ₄ = -24,00	26,60		M ₆ = 638,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,05	T ₃ = 51,40		18,49	M ₇ = -950,31
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,05	T ₄ = 455,89		10,03	M ₈ = -4.572,60
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,03	V ₅ = 30,84	21,41		M ₉ = -660,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,03	V ₆ = 273,54	16,85		M _# = -4.609,07
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	49,39	10,00	0,03	V ₇ = 14,82	26,83		M _# = -397,54
Subpressão	393,54	10,00		U = 3.935,40	18,67		M _# = -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	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12}$	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4$	4.647,89 kN	$\sum M_T =$	123.828,77 kNxm
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	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 _φ - SEM COESÃO (C=0)			
			φ = 40°
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,16 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - 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	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	42,83	24,00		V ₁ = -1.027,92	21,41		M ₁ = 22.007,77
Peso de Concreto Massa	379,91	24,00		V ₂ = -9.117,84	16,85		M ₂ = 153.635,60
Peso de Água à Montante	54,06	10,00		V ₃ = -540,60	26,78		M ₃ = 14.477,27
Peso de Água à Jusante	17,48	10,00		V ₄ = -174,80	1,76		M ₄ = 307,65
Empuxo de Água à Montante	432,18	10,00		T ₁ = 4.321,80		9,80	M ₅ = -42.353,64
Empuxo de Água à Jusante	21,85	10,00		T ₂ = -218,50		2,20	M ₆ = 480,70
Subpressão	504,32	10,00		U = 5.043,20	16,96		M ₇ = -85.532,67
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal	21,07	10,00	1,00	T ₃ = 210,70		11,80	M ₈ = -2.486,26
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	2,64	10,00	1,00	V ₅ = -26,40	26,53		M ₉ = 700,39
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,05	T ₄ = 51,40		18,49	M _# = -950,31
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,05	T ₅ = 455,89		10,03	M _# = -4.572,60
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	42,83	24,00	0,03	V ₆ = 30,84	21,41		M _# = -660,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	379,91	24,00	0,03	V ₇ = 273,54	16,85		M _# = -4.609,07
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	54,06	10,00	0,03	V ₈ = 16,22	26,78		M _# = -434,32
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante - Comp. Horizontal	0,71	10,00	1,00	T ₆ = 7,10		2,65	M _# = -18,82
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante - Comp. Vertical	0,57	10,00	1,00	V ₉ = 5,70	2,12		M _# = -12,08
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	17,48	10,00	0,03	V _# = 5,24	1,76		M _# = -9,23

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

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + U$	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	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6$	5.046,89 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7 + M_8 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17}$
$\sum T_{i, JUSANTE} = T_2$	218,50 kN	$\sum M_T =$ 141.639,23 kNxm

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 ₀ - SEM COESÃO (C=0)			
$\phi = 40^\circ$			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	= 0,96	< 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_0 \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_i}$	= 1,00	> 1,00	OK
		$\phi = 40^\circ$	
		FSD ₀ = 1,10	
		FSD _c = 1,30	
		A _i = 27,19 m ²	
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_0 \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_i}$	= 2,60	> 1,00	OK
		$\phi = 40^\circ$	
		FSD ₀ = 1,10	
		FSD _c = 1,30	
		A _i = 27,19 m ²	


 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 ²)	\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 ²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)
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
Σ						28,01			392,28	0,00						949,92	881,38

X _G =	14,01 m
Y _G =	0,00 m
I _p =	1.831,30 m ⁴


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

UHE ITAOCARA I

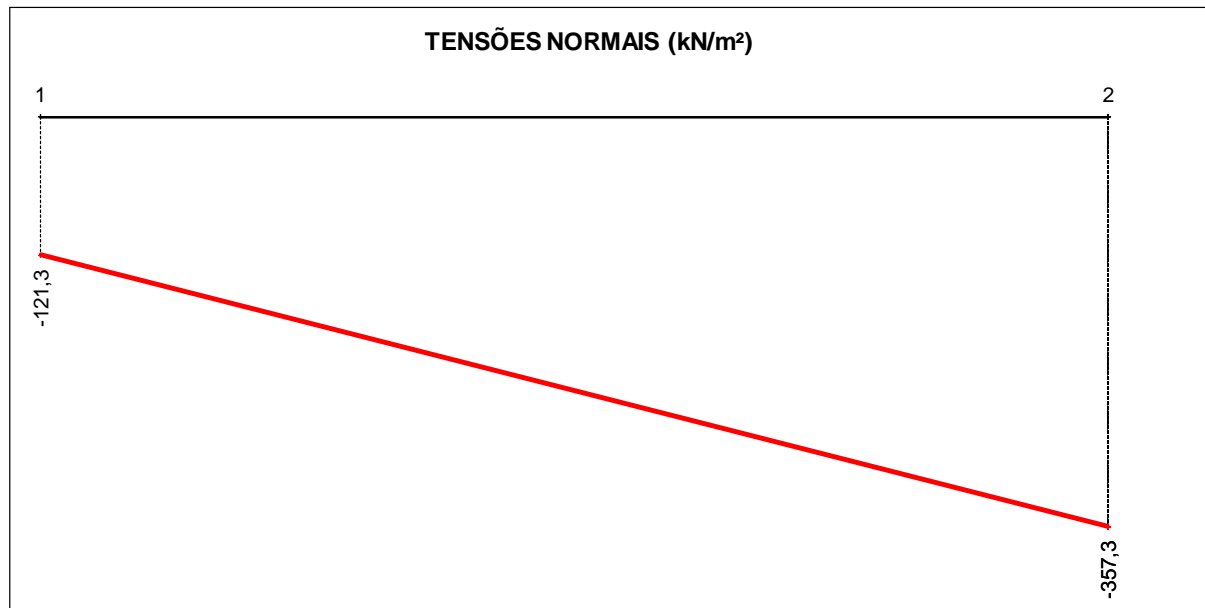
5.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

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 (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	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
CCN	-6.704,26	3.948,10	-15.432,55

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 28,01	-121,29	-357,33

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	140,95	140,95



Base 100% comprimida

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

UHE ITAOCARA I

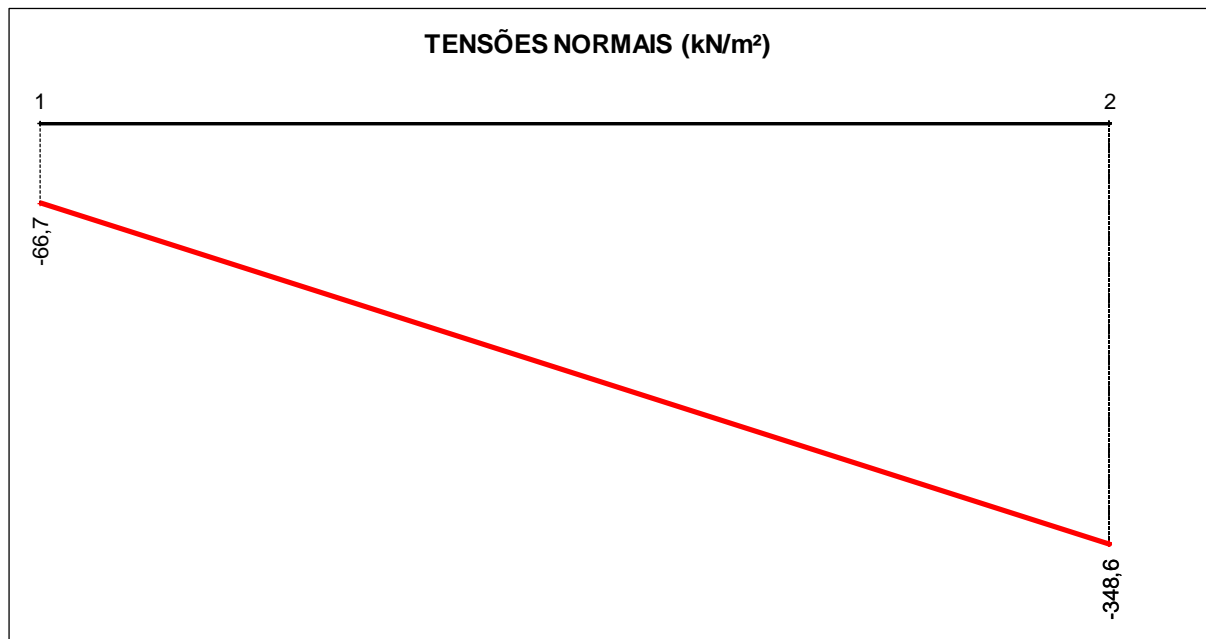
5.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

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 ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 28,01	-66,72	-348,60

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



Base 100% comprimida


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

UHE ITAOCARA I

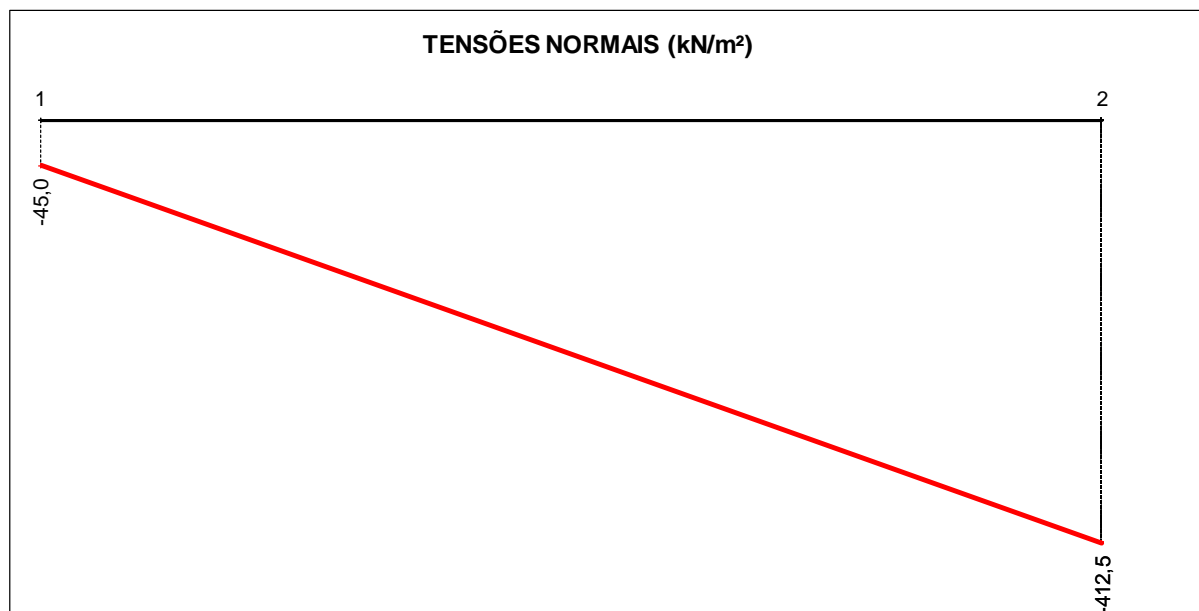
5.3. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

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		j	k
1 - 2	0 - 28,01	-45,03	-412,46

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



Base 100% comprimida

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

UHE ITAOCARA I

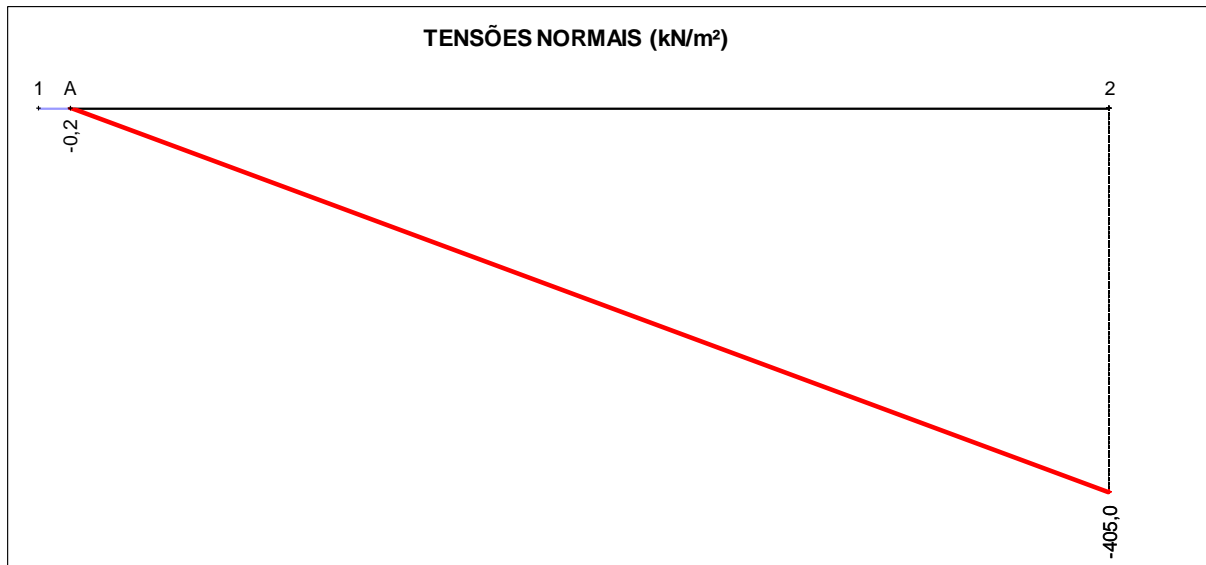
5.4. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – CCL

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.R.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_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	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_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	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_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	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_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	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

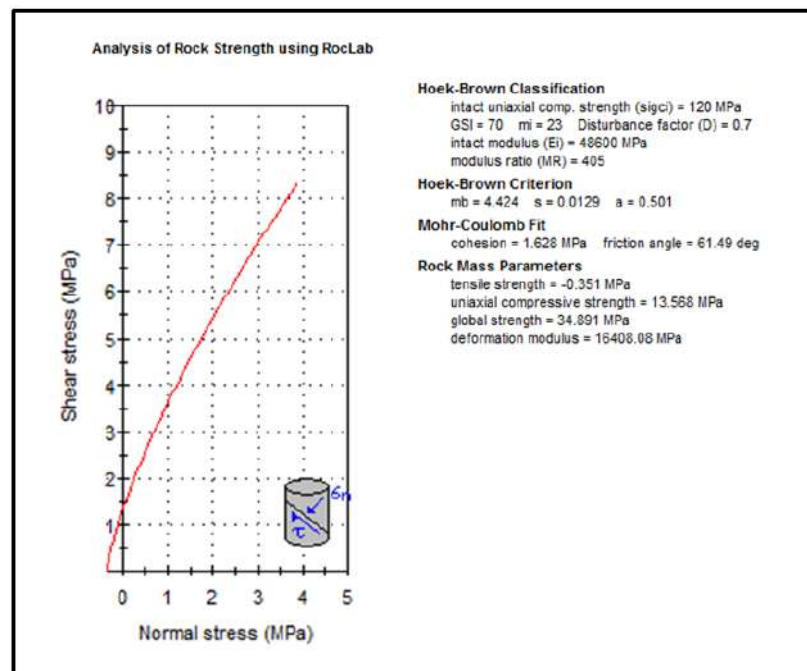


FIGURA 1 – Análise de Resistência do Maciço de Fundação esperado para as estruturas de concreto da UHE Itaocara I, utilizando o *software RocLab*.

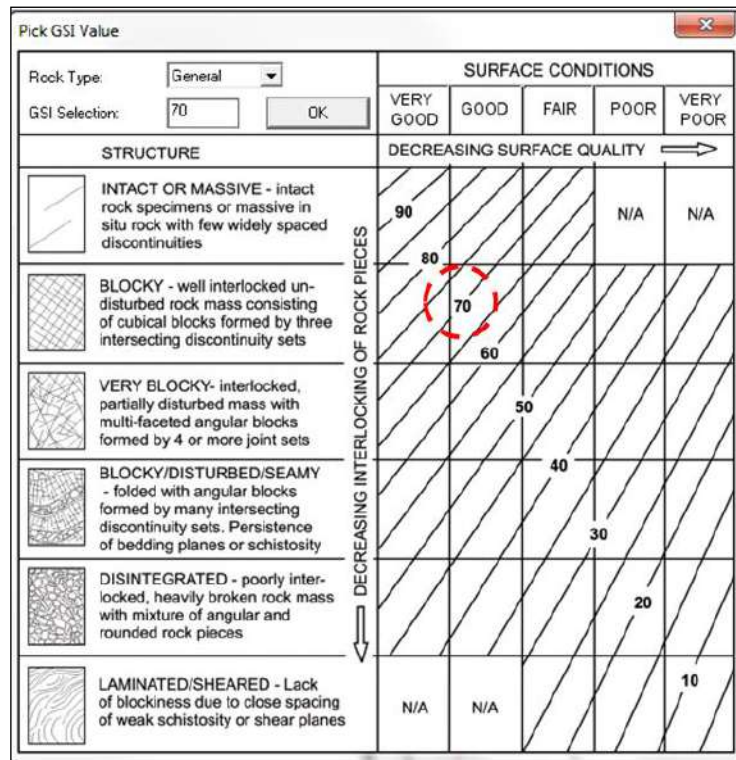


FIGURA 2 – Classificação geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação previsto para as estruturas de concreto da Casa de Força e Descarregador de Fundo (Fonte: RocLab, 2007 – Versão 1.031).

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.

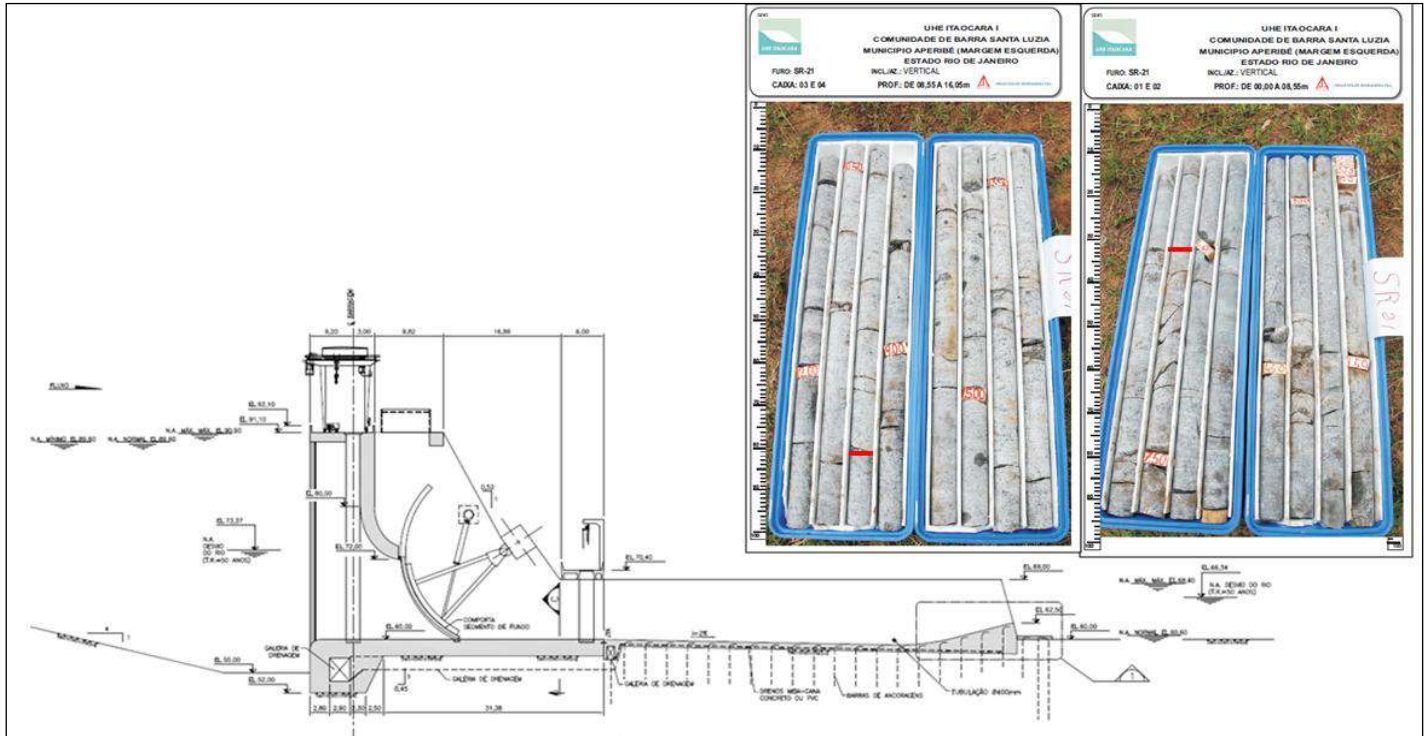


FIGURA 4 – Seção longitudinal típica do Descarregador de Fundo, considerada na Memória de cálculo da estabilidade da estrutura. Os traços vermelhos nas fotos indicam o trecho de maciço rochoso de fundação previsto para assentamento da estrutura.

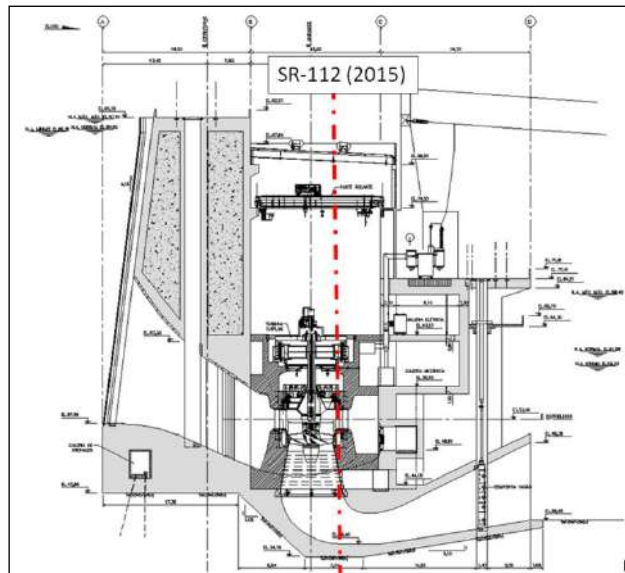


FIGURA 5 – Seção longitudinal típica da Tomada de Água/Casa de Força considerada na Memória de cálculo de estabilidade da estrutura.

J. H. 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.

PROJETO BÁSICO
BARRAGEM
PRÉ-DIMENSIONAMENTO – MEMÓRIA DE CÁLCULO

0	Emissão Final	TSP	ATCJ	MAI/16
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
PROJETO BÁSICO				
				

UHE ITAOCARA I

Preparado	<u>TSP/LGS</u>	Aprov.	<u>Marcelo K. Turqueti</u> Gerente do Projeto	Nº VLB	Rev.
Conferido	<u>ATCJ</u>			1530-IT-B-MC-B20-0001	0
Visto	<u>MKT</u>	Aprov.	<u>José H. R. Lopes</u> Resp. Técnico	Nº do Cliente	Rev.
Data	<u>MAI/16</u>		MG-12545/D		


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

PROJETO BÁSICO
BARRAGEM
PRÉ-DIMENSIONAMENTO – MEMÓRIA DE CÁLCULO

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	3
2	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	3
3	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO DA BARRAGEM	3
4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO	6
4.1	SEÇÕES ANALISADAS	6
4.2	PARÂMETROS ADOTADOS.....	12
4.3	METODOLOGIA DE ANÁLISE	12
4.4	ANÁLISES EFETUADAS.....	14
5	RESULTADO DAS ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO	15
5.1	DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM INTERNO	15
5.1.1	ESTACA 3+0,00 A 20+2,52 – MARGEM DIREITA – LEITO DO RIO.....	16
5.1.2	ESTACA 25+2,20 A 37+10,00 – MARGEM DIREITA – ILHA.....	18
5.1.3	ESTACA 53+17,00 A 58+0,00 – MARGEM ESQUERDA.....	20
6	RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	22
6.1	ESTACA 3+0,00 A 20+2,52 – MARGEM DIREITA – LEITO DO RIO.....	24
6.2	ESTACA 25+2,20 A 37+10,00 – MARGEM DIREITA – ILHA.....	30
6.3	ESTACA 53+17,00 A 58+0,00 – MARGEM ESQUERDA.....	36
6.4	ESTACA 41+10,00 A 43+0,00 E 52+0,00 A 52+10,00 – BARRAGEM DE ENROCAMENTO	42
7	CONCLUSÃO	47
8	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	47

PROJETO BÁSICO

BARRAGEM

PRÉ-DIMENSIONAMENTO – MEMÓRIA DE CÁLCULO

1 INTRODUÇÃO

Este documento tem como objetivo apresentar os estudos de estabilidade e percolação dos taludes do aterro da Barragem da UHE Itaipava I, localizada no rio Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro.

2 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

- 1530-IT-B-DE-B11-0001 – PROJETO BÁSICO – BARRAGEM – ATERRO – PLANTA;
- 1530-IT-B-DE-B11-0002 – PROJETO BÁSICO – BARRAGEM – ATERRO – SEÇÕES TÍPICAS;
- 1530-IT-B-DE-B11-0003 – PROJETO BÁSICO – BARRAGEM – ATERRO – SEÇÕES TÍPICAS.

3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO DA BARRAGEM

Na etapa do Projeto Básico elaborado pela SPEC foram identificadas 07 (sete) Áreas de Empréstimo para o solo compactado da Barragem, sendo 04 (quatro) na Margem Esquerda e 03 (três) na Margem Direita, com volume total estimado de 6.670.000 m³, Figura 3.1.

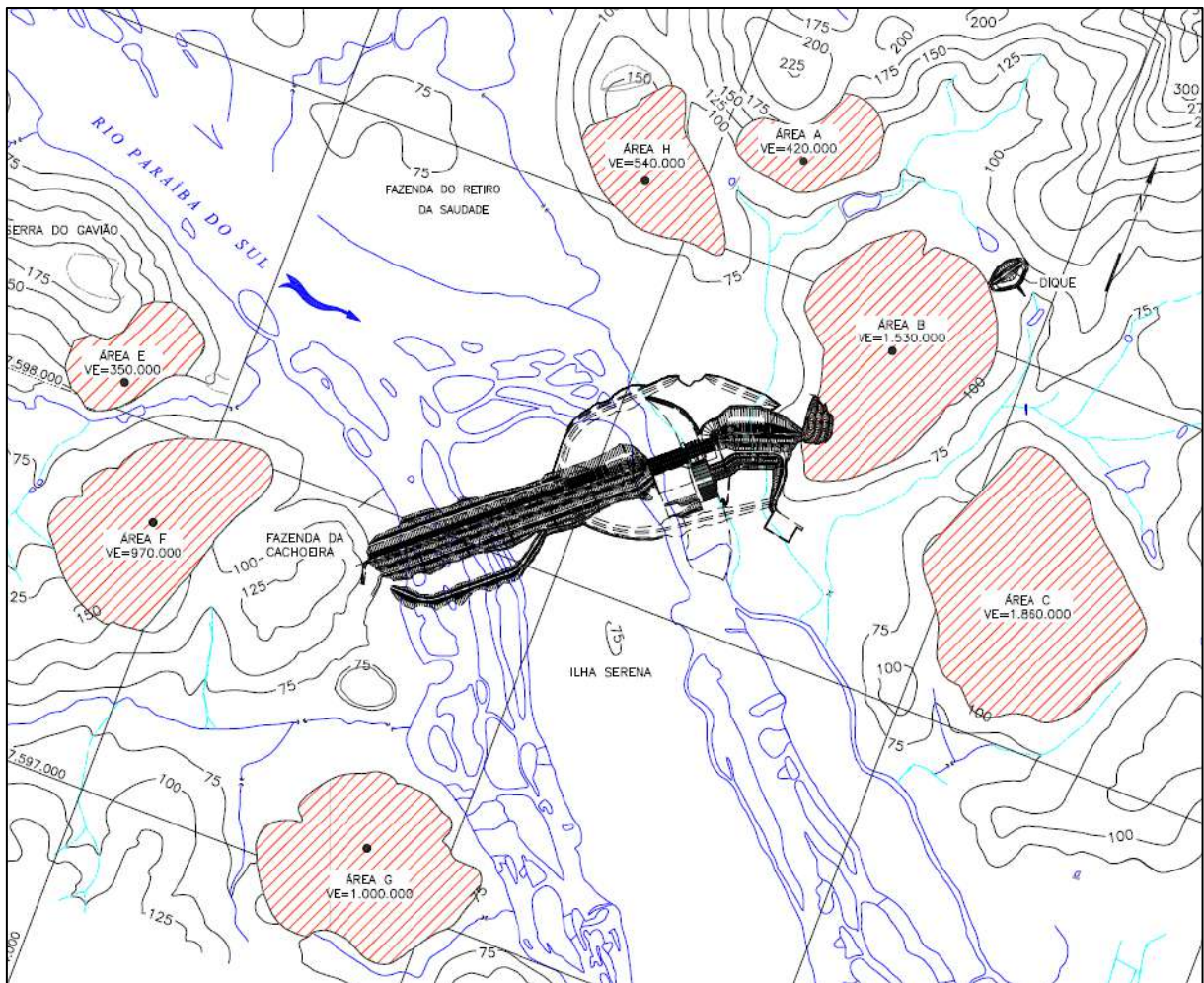


Figura 3.1 – Áreas de Empréstimo investigadas no Projeto Básico

Nas Áreas de Empréstimo foram executadas 24 (vinte e quatro) sondagens a trado e 19 (dezenove) poços de inspeção, nos quais foram coletadas amostras para realização de ensaios de caracterização do material.

Foram realizados ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência (Atterberg) e compactação Proctor Normal. Os resultados são apresentados na Tabela 3.1 e Figuras 3.2 e 3.3.

O material obtido pode ser classificado como argilo-arenoso e areno-argiloso.

Tabela 3.1 – Resumo dos ensaios das amostras das Áreas de Empréstimo

Local	Área	Furo	N°	Prof.	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)			Pedr. (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)	W (%)	Comp. Proctor Normal		k (cm/s)
							Fina	Média	Grossa							γ_d (kN/m ³)	W _{ot} (%)	
Área de Empréstimo Margem Esquerda	AE-A	STA-01	1	0,35 a 1,5m 1,5 a 4,0m	38,0	18,4	12,5	19,4	9,8	2,0	49,2	23,0	26,2	25,51	14,5 21,7	14,260	23,3	4,19E-07
		STA-02	2	0,3 a 4,2m 4,2 a 5,5m	44,7	19,9	16,2	14,0	4,4	0,7	50,3	24,8	25,5	25,31	23,7 24,7	14,210	26,9	-
	AE-B	STB-01	3	0,3 a 5,0m	36,5	21,6	17,5	16,5	7,8	0,2	42,0	22,5	19,5	26,19	19,2	15,310	20,3	-
		STB-02	4	0,3 a 1,5m 1,5 a 5,0m	46,2	24,4	11,6	12,5	4,5	0,8	53,3	23,3	30,0	25,69	22,4 23,9	14,740	20,1	2,96E-07
	PEB-04	5	0,3 a 2,0m	21,3	38,5	15,3	17,5	6,5	0,9	41,1	24,6	16,5	25,55	20,3	15,390	17,8	-	
		6	2,0 a 5,0m	39,4	19,2	8,0	19,2	13,1	1,1	46,6	23,0	23,6	26,24	18,0	15,340	18,0	-	
		7	0,3 a 1,2m	39,4	24,4	17,3	12,1	6,1	0,8	45,2	23,8	21,4	26,03	19,7	14,410	22,8	-	
	AE-C	STC-01	8	1,2 a 5,0m	44,1	18,6	11,3	14,4	10,9	0,7	47,6	20,6	27,0	25,69	21,2	15,470	19,1	-
		STC-02	9	0,3 a 4,5m	32,3	23,7	22,7	16,8	3,9	0,6	38,8	22,6	16,2	25,80	-	15,340	20,3	-
		PEC-05	10	0,3 a 2,5m	25,8	28,5	19,7	15,1	10,6	0,2	45,0	29,1	15,9	25,50	20,5	15,240	20,2	-
	AE-H	11	2,5 a 5,0m	44,2	16,2	9,0	15,7	14,5	0,4	44,5	17,8	26,7	26,43	21,9	15,630	18,3	-	
		STH-02	12	0,3 a 4,5m 4,5 a 5,5m	41,8	14,7	25,9	15,5	1,5	0,6	37,6	20,2	17,4	26,52	13,7 17,5	15,400	19,7	-
		STH-03	13	0,2 a 5,0m	49,0	20,2	12,7	12,8	4,3	1,0	52,2	27,2	25,0	25,75	21,4	13,910	25,1	-
Área de Empréstimo Margem Direita	AE-E	STE-01	14	0,3 a 3,8m 3,8 a 5,0m	37,8	20,8	12,5	15,4	11,8	1,6	49,8	20,3	29,5	26,22	21,8 19,9	15,080	22,1	-
		STF-01	15	0,3 a 4,0m 4,0 a 5,0m	26,8	27,1	20,8	16,6	8,5	0,2	63,8	25,7	38,1	25,51	20,2 19,8	15,200	21,1	-
	AE-F	STF-03	16	0,35 a 2,3m 2,3 a 5,0m	31,8	21,9	16,4	14,6	9,7	5,5	46,4	23,6	22,8	26,07	20,1 18,1	15,200	21,3	-
		STG-02	17	2,0 a 3,0m	38,0	25,9	21,4	9,3	5,1	0,3	51,4	24,9	26,5	25,65	-	14,090	23,7	-

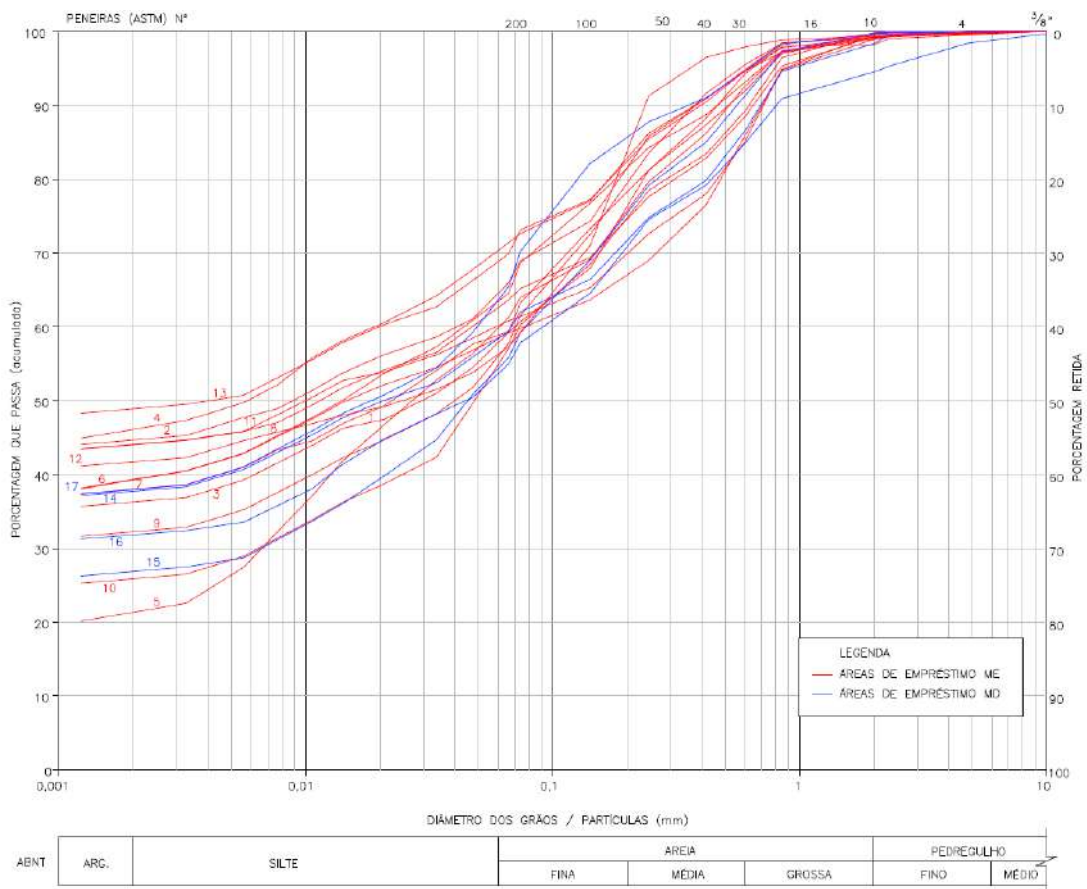


Figura 3.2 – Curvas Granulométricas das Amostras das Áreas de Empréstimo

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

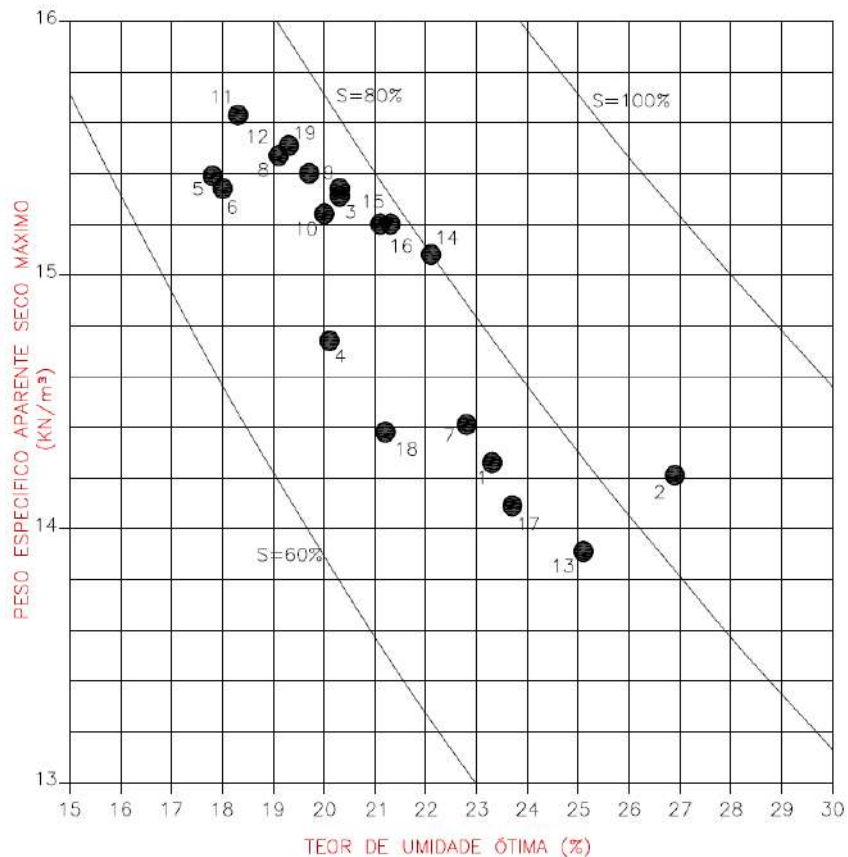


Figura 3.3 – Resultados da Compacção Proctor Normal das Amostras das Áreas de Empréstimo

4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO

A análise computacional foi desenvolvida com a utilização do software Slide 6.0 da Rocscience Inc. Toronto-Canadá. Utilizou-se o método analítico baseado na teoria do equilíbrio limite, adotando-se o método de Spencer e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para materiais naturais do talude. Para o enrocamento da seção da Barragem de Enrocamento foi utilizado o critério de ruptura Shear Normal function.

4.1 SEÇÕES ANALISADAS

Foram analisadas 04 (quatro) seções, sendo duas na Barragem de Terra Margem Direita, uma na Barragem de Terra da Margem Esquerda e uma na Barragem de Enrocamento, Figuras 4-1 a 4-4.


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

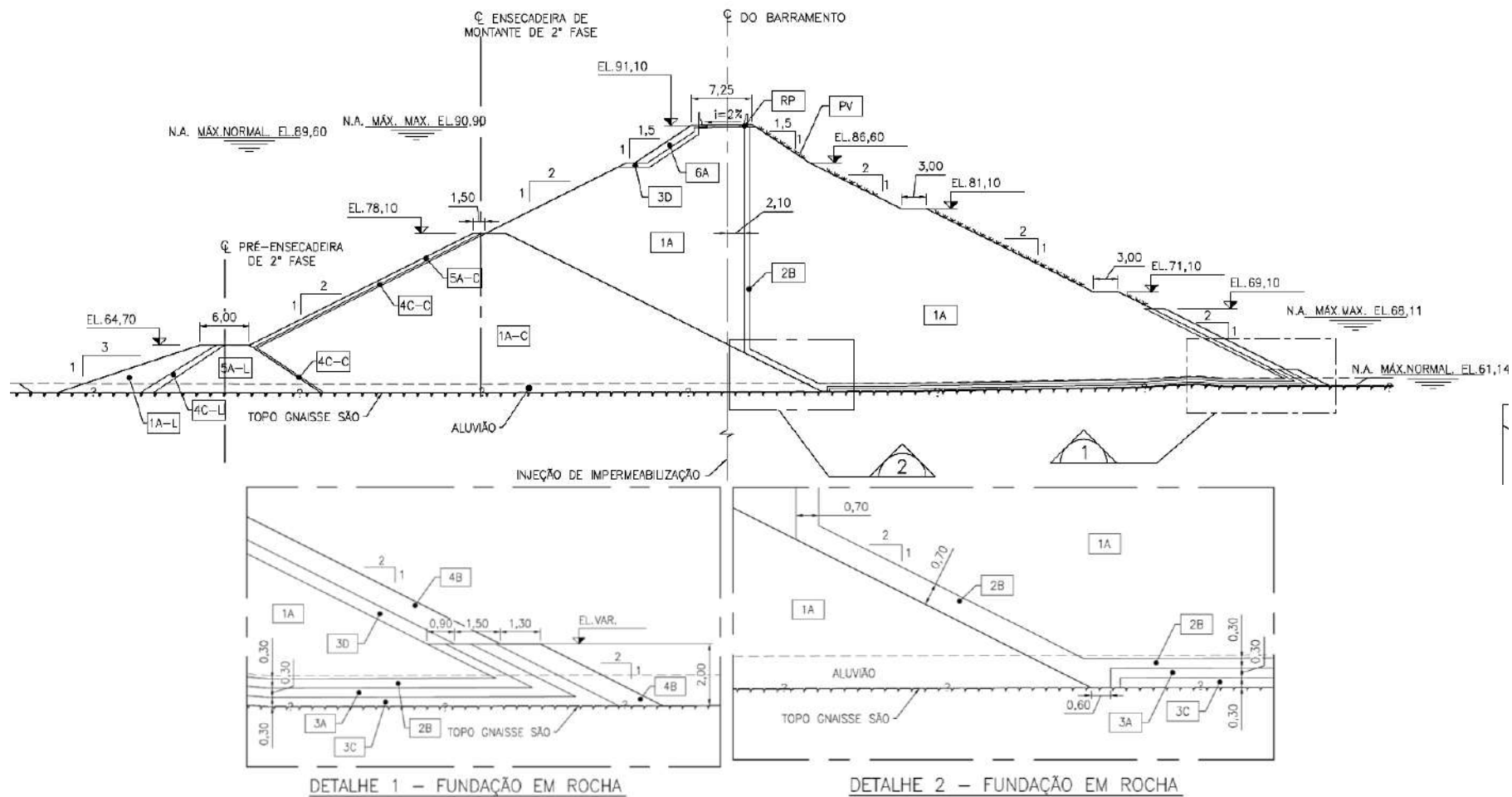
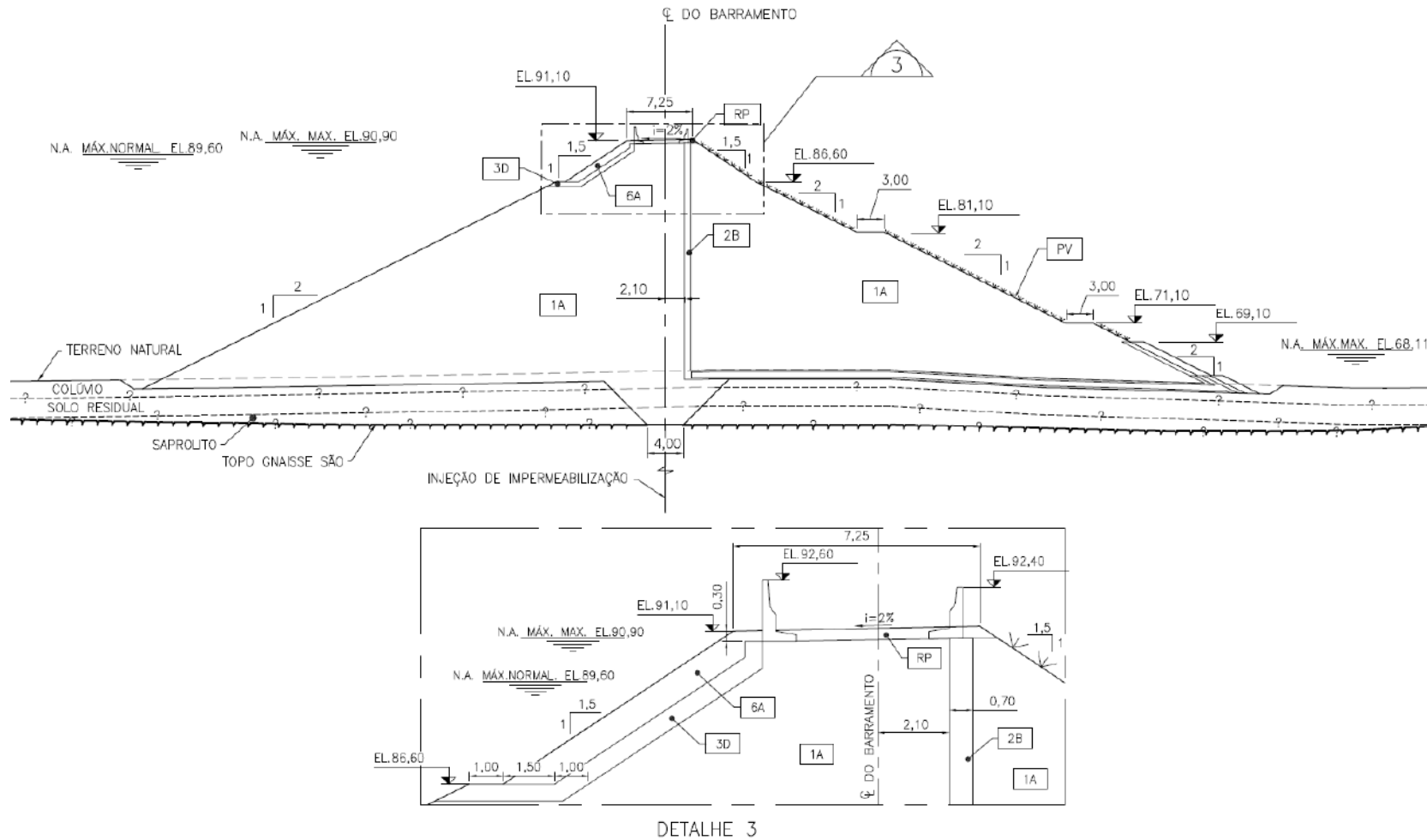


Figura 4.1 – Barragem de Terra Margem Direita – Leito do Rio – Estaca 3+0,0 a 20+2,52 – Seção Típica

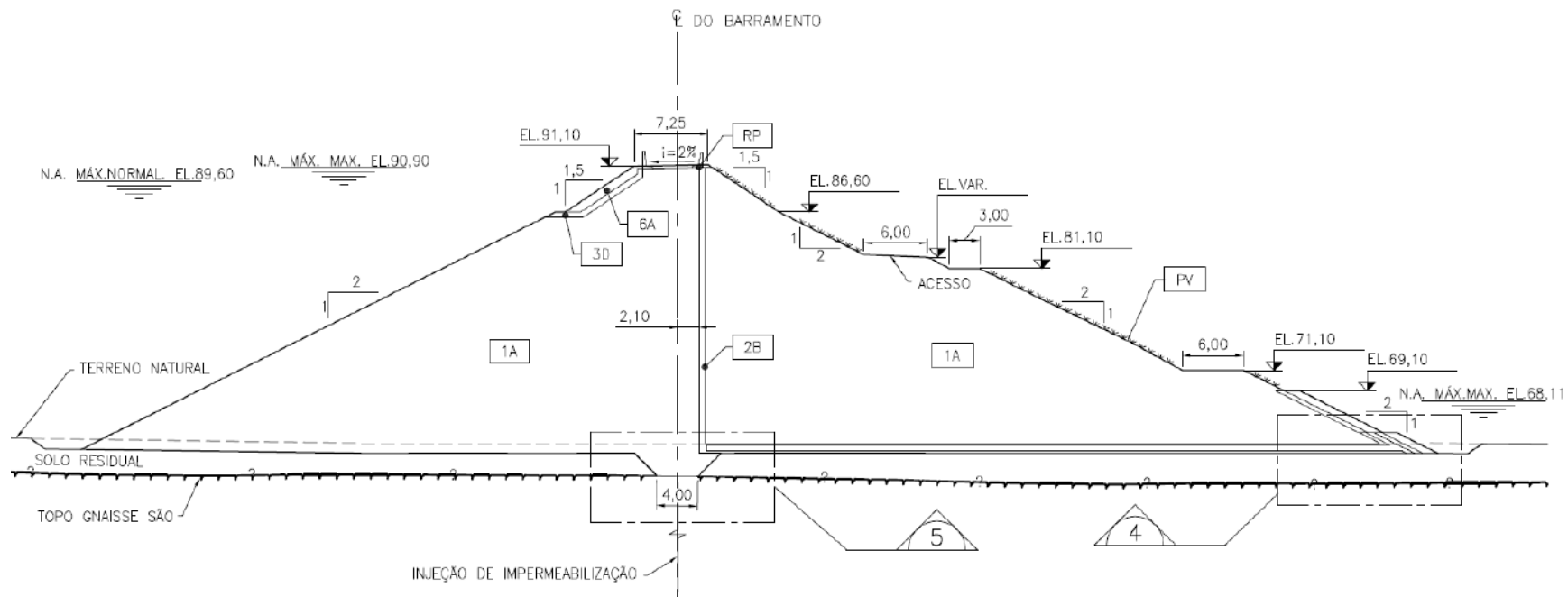
José Henrique Rodrigues Lopes
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES
 Resp. Técnico MG-12545/D

UHE ITAOCARA I

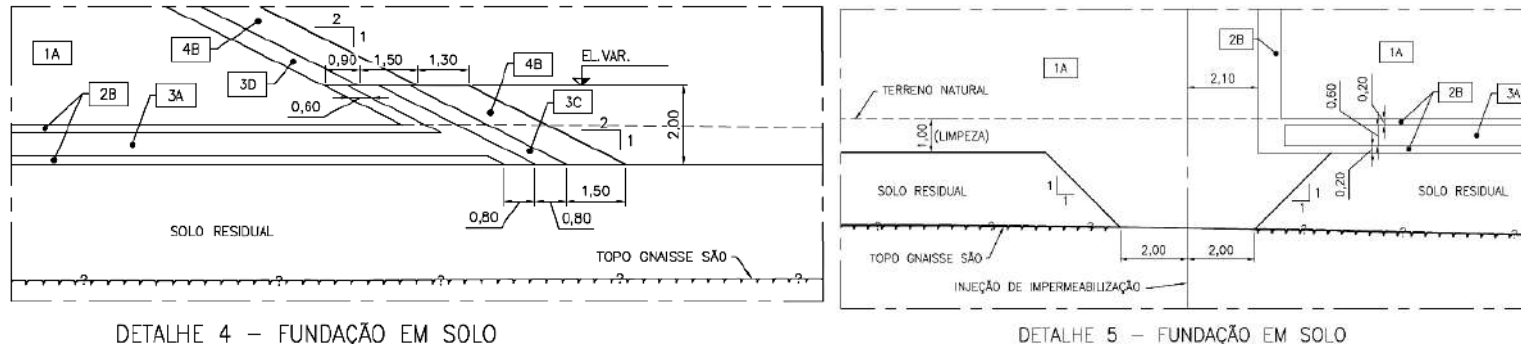


J.R.L.
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES
 Resp. Técnico MG-12545/D

Figura 4.2 – Barragem de Terra Margem Direita – Estaca 25+2,20 a 37+10,0 – Seção Típica



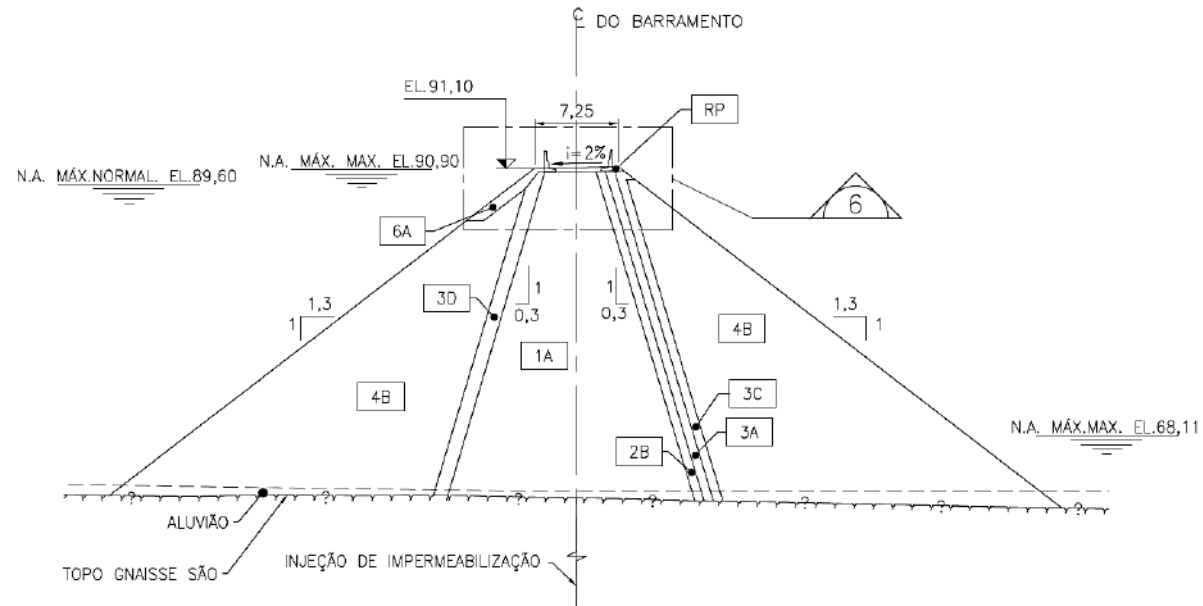
J. H. L.
 JOSÉ HENRIQUE RODRIGUES LOPES
 Resp. Técnico MG-12545/D



DETALHE 4 – FUNDAÇÃO EM SOLO

DETALHE 5 – FUNDAÇÃO EM SOLO

Figura 4.3 – Barragem de Terra Margem Esquerda – Estaca 53+10,0 a 58+0,0 – Seção Típica



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

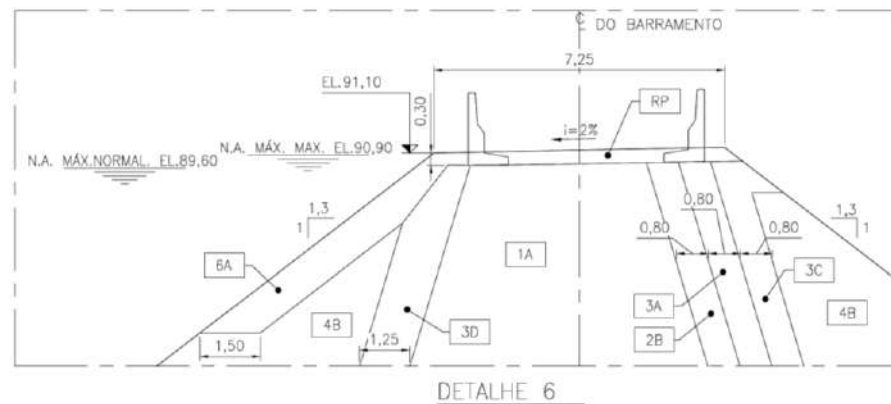


Figura 4.4 – Barragem de Enrocamento – Estaca 41+10 a 43+0,0 e Estaca 52+0,0 a 52+10,0 – Seção Típica

4.2 PARÂMETROS ADOTADOS

Os parâmetros dos materiais de construção das Barragens Margem Direita e Esquerda adotados nas análises de percolação e estabilidade foram baseados nos valores utilizados nas análises efetuadas no Projeto Básico pela SPEC e nas análises tátil-visuais das amostras das áreas de empréstimo e poços de inspeção executados na etapa do Projeto Básico Consolidado, Tabela 4-1.

Após o recebimento dos resultados dos ensaios programados para os materiais do aterro de solo compactado e solo da fundação do Barramento, os parâmetros de resistência e permeabilidade serão atualizados e a Memória de Cálculo revisada. Ajustes na geometria das seções e no sistema de drenagem interno poderão ser necessários para atender aos fatores de segurança mínimos admissíveis.

Tabela 4-1: Parâmetros de Resistência Adotados Estimados

MATERIAIS		PARÂMETROS				
TIPO	DESCRIÇÃO	γ_{SAT}	c'	ϕ'	k	Ru
		kN/m ³	kN/m ²	°	m/s	
1A	Solo Compactado	19 18 (normal)	20	25	kh=1,0E-07 kv=1,0E-08	0,15
1A-L	Solo Lançado	17	10	25	1,0E-06	0,10
2B	Areia	19	0	30	1,0E-04	-
3A	Transição Fina Compactada	19	0	30	1,0E-02	-
3C	Transição Grossa Compactada	19	0	30	1,0E-01	-
3D	Transição Única Compactada	19	0	30	1,0E-03	-
4B	Enrocamento Compactado	20	0	46	1,0E+00	-
6A	Rip Rap	20	0	46	1,0E+00	-
CO	Colúvio	18	10	20	1,0E-06	-
SR	Solo Residual/Saprolito	20	20	30	1,0E-07	-
GN	Rocha – Gnaisse São	20	Infinite Strength (1)		1,0E-06	-

Nota: (1) Configuração assumida para a Rocha – Gnaisse São, na qual o programa considera que a ruptura não ocorrerá por esse material.

4.3 METODOLOGIA DE ANÁLISE

A análise realizada no estudo da estabilidade de taludes define os possíveis fatores instabilizantes que podem vir a atuar ao longo do tempo sobre a estrutura, seja reduzindo sua resistência ao cisalhamento ou aumentando as tensões cisalhantes atuantes no seu corpo. A determinação de um índice, no caso, o Fator de

Segurança, permite quantificar o quão próximo da ruptura uma determinada estrutura se encontra.

A análise computacional da estabilidade foi realizada conforme preconizado pela norma NBR 13.028/06 e desenvolvida a partir do software Slide 6.0 da Rocscience Inc. Toronto – Canadá. Utilizou-se o método analítico baseado na teoria do equilíbrio limite, através da análise de Spencer, sendo adotado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

- Para tensões totais: $\tau = c + \sigma \times \text{tg}(\phi)$;
- Para tensões efetivas: $\tau = c' + \sigma' \times \text{tg}(\phi')$.

Onde:

- τ : Resistência ao cisalhamento;
- c : Coesão;
- σ : Tensão normal total;
- ϕ : Ângulo de atrito;
- c' : Coesão com base na tensão normal efetiva;
- σ' : Tensão normal efetiva;
- ϕ' : Ângulo de atrito com base na tensão normal efetiva.

Para o enrocamento foi utilizado o critério de Shear Normal function. Os parâmetros foram determinados de acordo com a curva 2 determinada por Leps (1970) para a resistência dos enrocamentos, segundo a equação:

$$\tau = c + \sigma \times \text{tg}(\phi)$$

Onde:

- τ : Resistência ao cisalhamento;
- c : Coesão;
- σ_N : Tensão normal total;
- ϕ : Ângulo de atrito.

Para $c = 0$ kPa, foram utilizados os seguintes dados nas análises de estabilidade e percolação, conforme apresentado na Tabela 4-2 e na Figura 4-5.

Tabela 4-2: Dados das Curvas de Leps

CURVA 2					
σ_N (kPa)	7	70	140	350	3500
ϕ (°)	55	48	46	44	37

τ (kPa)	10,00	77,74	144,97	338,00	2.637,40
--------------	-------	-------	--------	--------	----------

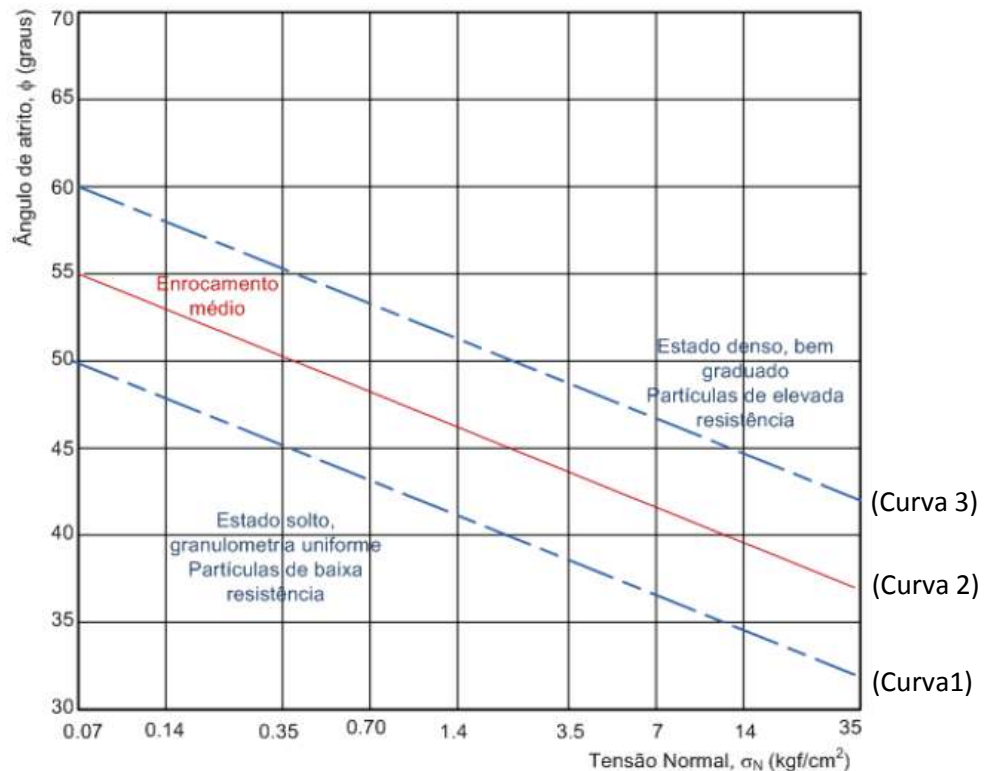


Figura 4.5: Influência do Estado de Tensão no Ângulo de Atrito Interno de Materiais de Enrocamento (adaptado de Leps, 1970)

4.4 ANÁLISES EFETUADAS

As análises foram desenvolvidas considerando as seguintes condições:

- Final de Construção – onde foram analisados os taludes de montante e jusante, considerando o parâmetro de pressão neutra (R_u) no núcleo de solo compactado.
- Regime Permanente de Operação – para o talude de jusante, com nível de água a montante e a jusante na elevação normal, El. 89,60m e El. 61,14m, respectivamente. Considerando-se dissipação total do excesso de pressão neutra no núcleo de solo compactado.
- Análise Sísmica – considera os sismos induzidos pelo enchimento do reservatório da UHE Itaocara I adotando-se cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical.

Os fatores de segurança mínimos admissíveis para a estabilidade dos aterros considerados, de acordo com as Diretrizes de Projeto apresentadas pela ELETROBRÁS, com base no documento da US Army Corps of Engineers - EM 1110-2-1902 de 31/10/2003, foram 1,3 para a situação de final de construção, 1,5 para regime permanente de operação e 1,1 para as análises sísmicas.

Para os sistemas de drenagem interno o coeficiente de permeabilidade requerido, estimado a partir da vazão de projeto e da geometria do elemento, deverá ser 10 vezes menor que o coeficiente de permeabilidade disponível, calculado a partir da geometria do elemento e das permeabilidades dos materiais que o conformam. Para os sistemas de drenagem horizontal, como o tapete drenante, o gradiente hidráulico equivalente não deverá ser superior a 0,10, enquanto para o sistema vertical o gradiente deverá ser inferior a 1,0.

5 RESULTADO DAS ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

A Tabela 5-1 apresenta o resumo dos resultados das vazões obtidas no sistema de drenagem interno para as seções de Barragem de Terra estudadas.

Tabela 5-1: Resumo dos Resultados das Vazões Obtidas no Sistema de Drenagem Interno

SEÇÃO TÍPICA	VAZÃO (m³/s/m)		
	FILTRO VERTICAL	FILTRO INCLINADO	TAPETE DRENANTE
EST.3+0,00 A 20+2,52 MARGEM DIREITA – LEITO DO RIO	1,95 x10 ⁻⁷	1,62 x10 ⁻⁶	8,17 x10 ⁻⁶
EST.25+2,20 A 37+10,0 MARGEM DIREITA - ILHA	1,06 x10 ⁻⁶	-	8,67 x10 ⁻⁶
EST.53+10,0 A 58+0,00 MARGEM ESQUERDA	1,39 x10 ⁻⁶	-	6,16 x10 ⁻⁶

5.1 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM INTERNO

Para a verificação das espessuras do filtro vertical, filtro inclinado e tapete drenante foi utilizada a equação de Darcy:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

Onde:

Q: vazão especificada (m³/s/m);

k: coeficiente de permeabilidade do material (m/s);

i: gradiente hidráulico ($\Delta H/\Delta L$);

A: é a área da seção transversal do filtro relativa a um metro de largura de barragem (m²/m).

Para a obtenção das vazões de projeto dos sistemas de drenagem foi adotada a seguinte metodologia:

A vazão do sistema de drenagem foi determinada utilizando-se as permeabilidades de projeto. Tendo como base a vazão de projeto foi determinado o coeficiente de permeabilidade requerido para drenar esta vazão. Este coeficiente de permeabilidade requerido foi comparado com o coeficiente de permeabilidade disponível determinado com base na geometria do sistema de drenagem e na permeabilidade dos materiais que o conformam.

Para o dimensionamento do sistema de drenagem interno foi utilizado como referência às máximas vazões obtidas nas análises de percolação.

5.1.1 ESTACA 3+0,00 A 20+2,52 – MARGEM DIREITA – LEITO DO RIO

A Figura 5-1 apresenta o resultado da análise de percolação da seção típica das Est.3+0,00 a 20+2,52.

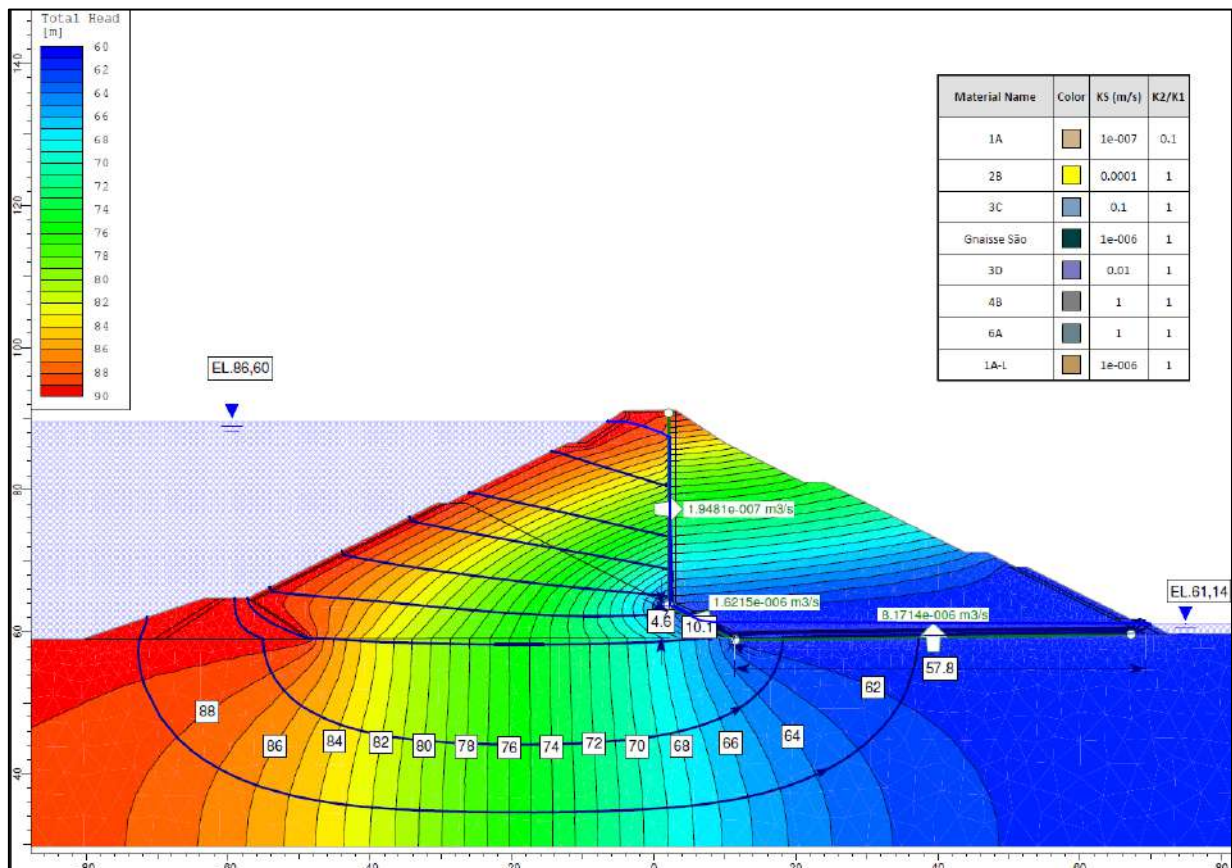


Figura 5.1 – Seção Típica Est. 3+0,00 a 20+2,52 – Análise de Percolação

- FILTRO VERTICAL

Por critério construtivo determinou-se a espessura mínima para o filtro vertical igual a 0,70 m. Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s e gradiente hidráulico igual a 1,0, referente a um elemento drenante vertical, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A$$

$$Q_{\text{disponível}} = 1,0 \times 10^{-4} \times 1,0 \times 0,7 = 7,00 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como sendo o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 1,95 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$F.S. = \frac{7,00 \times 10^{-5}}{1,95 \times 10^{-7}} = 359 \geq 10 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do filtro vertical, a condição de drenagem é satisfeita.

- **FILTRO INCLINADO**

Por critério construtivo determinou-se a espessura mínima para o filtro vertical igual a 0,70 m. Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s e gradiente hidráulico igual a 1,0, referente a um elemento drenante vertical, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A$$

$$k = k_{\text{areia}} = 1,00 \times 10^{-4} \text{ m/s};$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 4,6 / 10,1 = 0,46;$$

$$Q_{\text{disponível}} = 1,0 \times 10^{-4} \times 0,46 \times 0,70 = 3,19 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como sendo o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 1,95 \times 10^{-7} + 1,62 \times 10^{-6} = 1,82 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m},$$

$$F.S. = \frac{3,19 \times 10^{-5}}{1,82 \times 10^{-6}} = 17,6 \leq 10 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do filtro inclinado, a condição de drenagem é satisfeita.

- **TAPETE DRENANTE**

Inicialmente foi considerado um tapete drenante composto apenas por uma camada de 1,0m de areia. Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A$$

UHE ITAOCARA I

$$i = \Delta H / \Delta L = 1,0 / 57,8 = 0,017;$$

$$A = e \times 1,0 = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$Q_{\text{disponível}} = 1,0 \times 10^{-4} \times 0,017 \times 1,0 = 1,70 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como sendo o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 1,95 \times 10^{-7} + 1,62 \times 10^{-6} + 8,17 \times 10^{-6} = 1,00 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$F.S. = \frac{1,70 \times 10^{-6}}{1,00 \times 10^{-5}} = 0,17 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{NÃO OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal, a condição de drenagem não é satisfeita.

Em seguida foi considerado o tapete drenante composto de 03 (três) camadas de material drenante: Areia (0,30 m) + Transição Fina (0,30 m) + Transição Grossa (0,30 m), totalizando a espessura de 0,90 m.

Na equação $Q = k \cdot i \cdot A$, foram adotados:

$$k = k_{\text{equivalente}} = (0,30 \times 1 \times 10^{-4} + 0,30 \times 1 \times 10^{-2} + 0,30 \times 1 \times 10^{-1}) / 0,90 = 3,67 \times 10^{-2} \text{ m}/\text{s}/\text{m}$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 0,90 / 57,8 = 0,016;$$

$$A = e \times 1,0 = 0,90 \times 1,0 = 0,90 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$\text{Logo, } Q = 3,67 \times 10^{-2} \times 0,016 \times 0,90 = 5,40 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Como o $Q_{\text{requerida}} = 1,00 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, tem-se um fator de segurança:

$$F.S. = \frac{5,40 \times 10^{-4}}{1,00 \times 10^{-5}} = 54 \geq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal a condição de drenagem é satisfeita.

5.1.2 ESTACA 25+2,20 A 37+10,00 – MARGEM DIREITA – ILHA

A Figura 5-2 apresenta o resultado da análise de percolação da seção típica das Est.25+2,20 a 37+10,00.

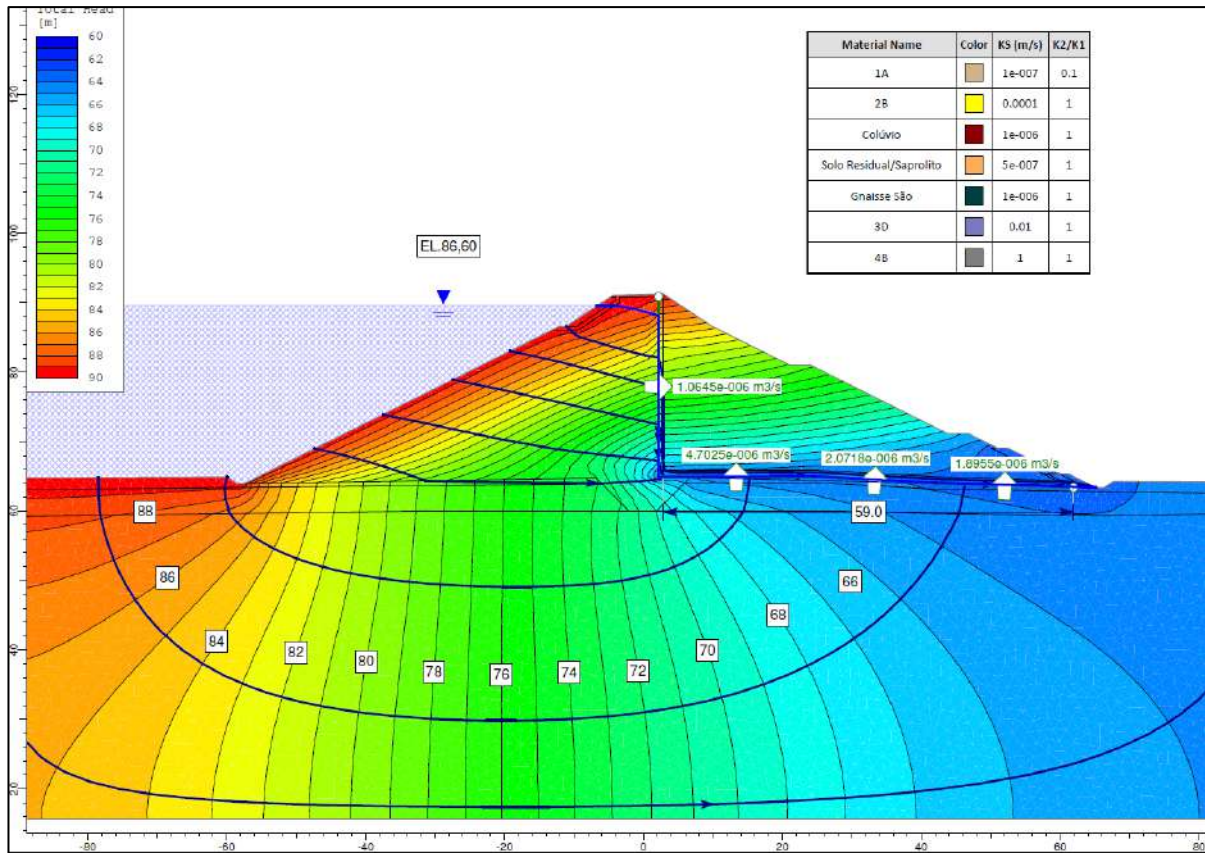


Figura 5.2 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Análise de Percolação

- **FILTRO VERTICAL**

Por critério construtivo determinou-se a espessura mínima para o filtro vertical de 0,70 m. Considerando este um elemento drenante vertical, o gradiente no seu interior pode ser adotado como 1,0.

Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A = 1,0 \times 10^{-4} \times 1,0 \times 0,7 = 7,00 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 1,06 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$F.S. = \frac{7,00 \times 10^{-5}}{1,06 \times 10^{-6}} = 66 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do filtro vertical, a condição de drenagem é satisfeita.

- **TAPETE DRENANTE**

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

UHE ITAOCARA I

Inicialmente foi considerado um tapete drenante composto apenas por uma camada de 1,0m de areia. Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 1,0 / 59 = 0,017;$$

$$A = e \times 1,0 = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$Q_{\text{disponível}} = 1,0 \times 10^{-4} \times 0,017 \times 1,0 = 1,70 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como sendo o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 1,06 \times 10^{-6} + 4,70 \times 10^{-6} + 2,07 \times 10^{-6} + 1,90 \times 10^{-6} = 9,73 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$F.S. = \frac{1,70 \times 10^{-6}}{9,73 \times 10^{-6}} = 0,18 \leq 10 \rightarrow \text{NÃO OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal, a condição de drenagem não é satisfeita.

Em seguida foi considerado o tapete drenante composto de 03 (três) camadas de material drenante: Areia (0,20 m) + Transição Fina (0,60 m) + Areia (0,20 m), totalizando a espessura de 1,00 m.

Na equação $Q = k \cdot i \cdot A$, foram adotados:

$$k = k_{\text{equivalente}} = (0,20 \times 1 \times 10^{-4} + 0,30 \times 1 \times 10^{-2} + 0,20 \times 1 \times 10^{-4}) / 1,00 = 6,04 \times 10^{-3} \text{ m/s}/\text{m}$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 1,0 / 59 = 0,017;$$

$$A = e \times 1,0 = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$Q_{\text{disponível}} = 6,04 \times 10^{-3} \times 0,017 \times 1,0 = 1,03 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Como o $Q_{\text{requerida}} = 9,73 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, tem-se um fator de segurança:

$$F.S. = \frac{1,03 \times 10^{-4}}{9,73 \times 10^{-6}} = 10,6 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal a condição de drenagem está satisfeita.

5.1.3 ESTACA 53+17,00 A 58+0,00 – MARGEM ESQUERDA

A Figura 5-3 apresenta o resultado da análise de percolação da seção típica das Est.53+17,00 a 58+0,00.

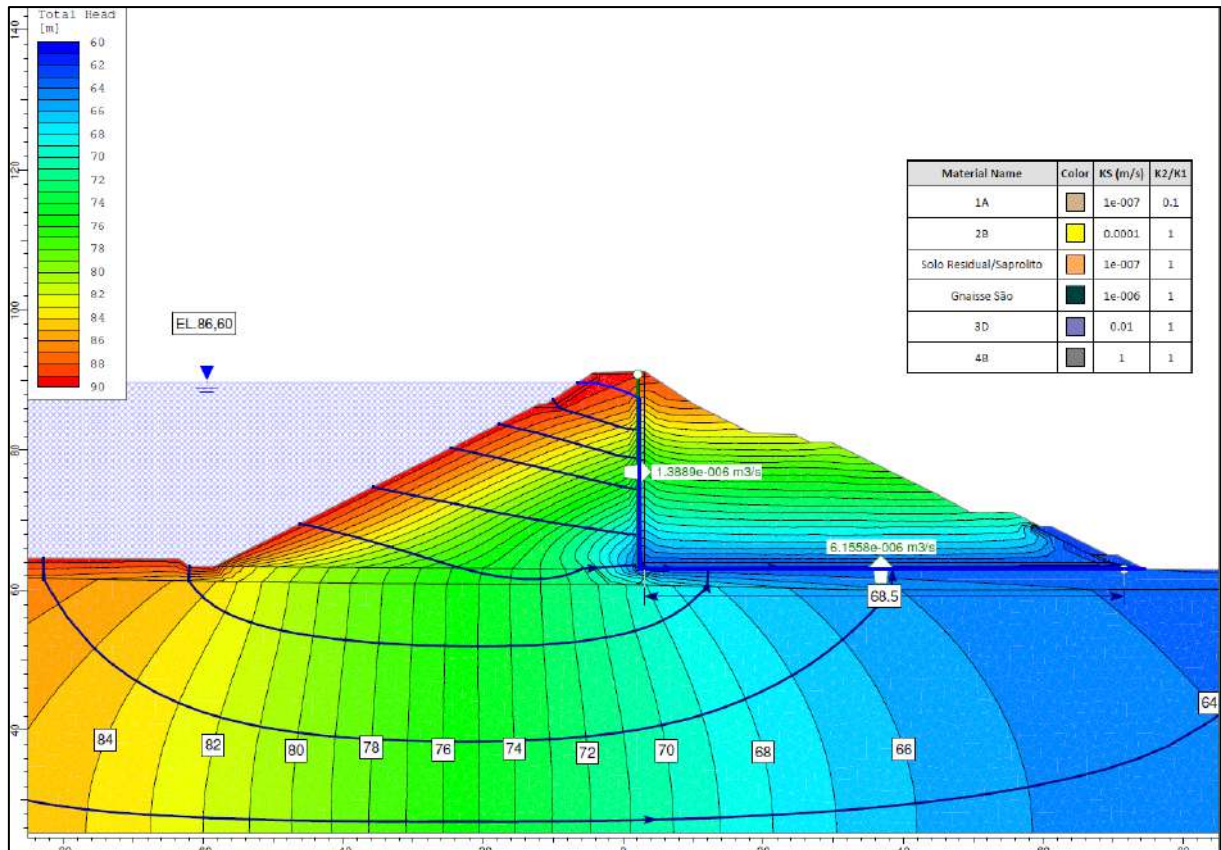


Figura 5.3 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Análise de Percolação

- **FILTRO VERTICAL**

Por critério construtivo determinou-se a espessura mínima para o filtro vertical de 0,70 m. Considerando este um elemento drenante vertical, o gradiente no seu interior pode ser adotado como 1,0.

Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A = 1,0 \times 10^{-4} \times 1,0 \times 0,7 = 7,00 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 1,39 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$F.S. = \frac{7,00 \times 10^{-5}}{1,39 \times 10^{-6}} = 50,4 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do filtro vertical, a condição de drenagem é satisfeita.

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

UHE ITAOCARA I

- TAPETE DRENANTE

Inicialmente foi considerado um tapete drenante composto apenas por uma camada de 1,0m de areia. Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 1,0 / 68,5 = 0,015;$$

$$A = e \times 1,0 = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$Q_{\text{disponível}} = 1,0 \times 10^{-4} \times 0,015 \times 1,0 = 1,50 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como sendo o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 1,39 \times 10^{-6} + 6,16 \times 10^{-6} = 7,55 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$F.S. = \frac{1,50 \times 10^{-6}}{7,55 \times 10^{-5}} = 0,2 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{NÃO OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal, a condição de drenagem não é satisfeita.

Em seguida foi considerado o tapete drenante composto de 03 (três) camadas de material drenante: Areia (0,20 m) + Transição Fina (0,60 m) + Areia (0,20 m), totalizando a espessura de 1,00 m.

Na equação $Q = k \cdot i \cdot A$, foram adotados:

$$k = k_{\text{equivalente}} = (0,20 \times 1 \times 10^{-4} + 0,30 \times 1 \times 10^{-2} + 0,20 \times 1 \times 10^{-4}) / 1,00 = 6,04 \times 10^{-3} \text{ m/s}/\text{m}$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 1,0 / 68,5 = 0,015;$$

$$A = e \times 1,0 = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$Q_{\text{disponível}} = 6,04 \times 10^{-3} \times 0,015 \times 1,0 = 9,06 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Como o $Q_{\text{requerida}} = 7,55 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, tem-se um fator de segurança:

$$F.S. = \frac{9,06 \times 10^{-5}}{7,55 \times 10^{-6}} = 12 \geq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal a condição de drenagem está satisfeita.

6 RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A Tabela 6-1 apresenta o resumo dos resultados obtidos para as análises de estabilidade efetuadas.

Tabela 6-1: Resumo dos Resultados das Análises de Estabilidade

SEÇÃO TÍPICA	ANÁLISE	TALUDE	FS MÍNIMO EXIGIDO	FS MÍNIMO OBTIDO	VERIFICAÇÃO
EST.3+0,00 A 20+2,52 MARGEM DIREITA LEITO DO RIO	FINAL DE CONSTRUÇÃO	MONTANTE	1,51	1,3	OK
		JUSANTE	1,54	1,3	OK
	FINAL DE CONSTRUÇÃO (COM SISMO)	MONTANTE	1,34	1,0	OK
		JUSANTE	1,36	1,0	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO	JUSANTE	1,72	1,5	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO (COM SISMO)	JUSANTE	1,51	1,0	OK
EST.25+2,20 A 37+10,0 MARGEM DIREITA ILHA	FINAL DE CONSTRUÇÃO	MONTANTE	1,40	1,3	OK
		JUSANTE	1,57	1,3	OK
	FINAL DE CONSTRUÇÃO (COM SISMO)	MONTANTE	1,24	1,0	OK
		JUSANTE	1,38	1,0	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO	JUSANTE	1,73	1,5	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO (COM SISMO)	JUSANTE	1,52	1,0	OK
EST.53+10,0 A 58+0,00 MARGEM ESQUERDA	FINAL DE CONSTRUÇÃO	MONTANTE	1,45	1,3	OK
		JUSANTE	1,82	1,3	OK
	FINAL DE CONSTRUÇÃO (COM SISMO)	MONTANTE	1,29	1,0	OK
		JUSANTE	1,57	1,0	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO	JUSANTE	2,02	1,5	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO (COM SISMO)	JUSANTE	1,72	1,0	OK
BENA	FINAL DE CONSTRUÇÃO	MONTANTE	1,60	1,3	OK
		JUSANTE	1,56	1,3	OK
	FINAL DE CONSTRUÇÃO (COM SISMO)	MONTANTE	1,45	1,0	OK
BENA	FINAL DE CONSTRUÇÃO (COM SISMO)	JUSANTE	1,42	1,0	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO	JUSANTE	1,57	1,5	OK


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

SEÇÃO TÍPICA	ANÁLISE	TALUDE	FS MÍNIMO EXIGIDO	FS MÍNIMO OBTIDO	VERIFICAÇÃO
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO (COM SISMO)	JUSANTE	1,38	1,0	OK

6.1 ESTACA 3+0,00 A 20+2,52 – MARGEM DIREITA – LEITO DO RIO

As Figuras 6-1 a 6-6 apresentam os resultados das análises de estabilidade da seção típica das Est.3+0,00 a 20+2,52.

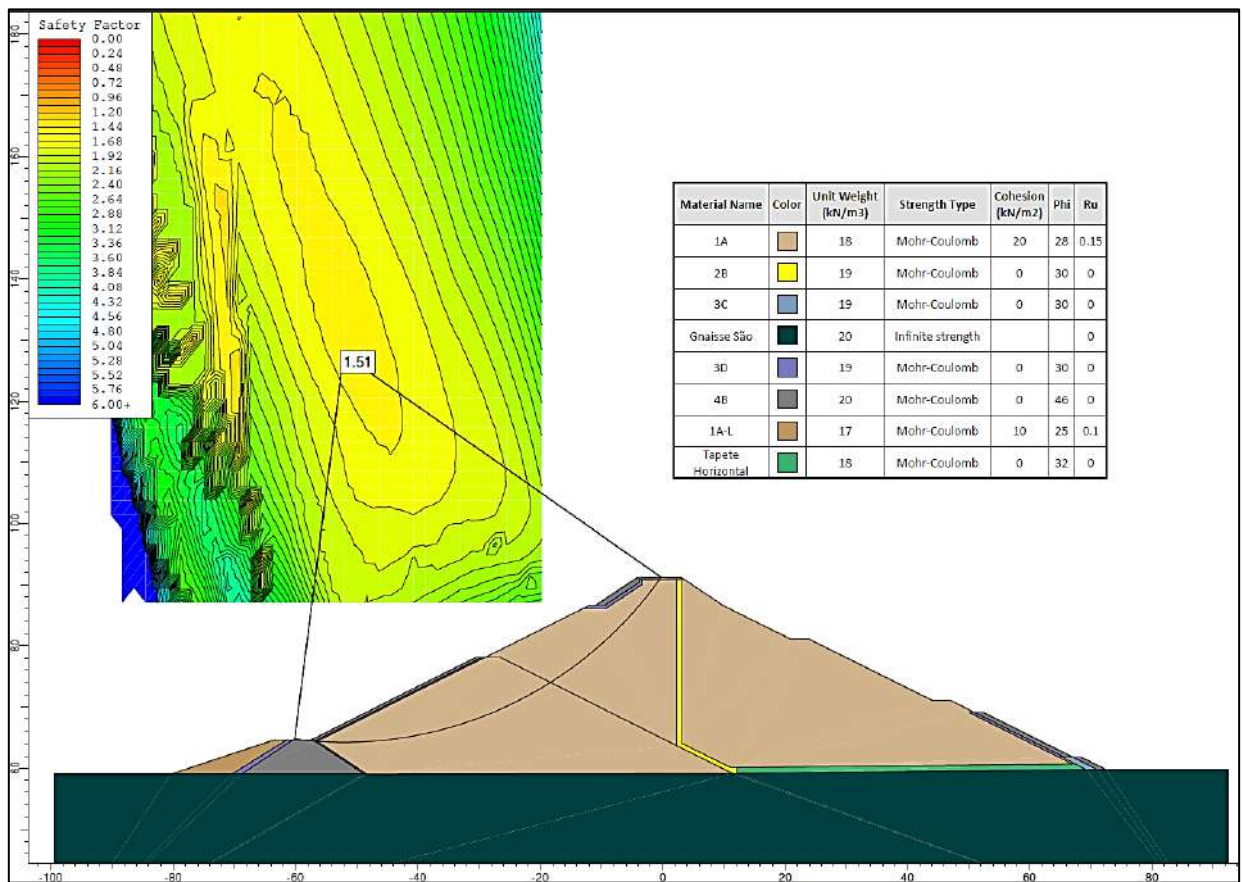


Figura 6-1 – Seção Típica Est. 3 a 20+2,52 – Final de Construção Montante

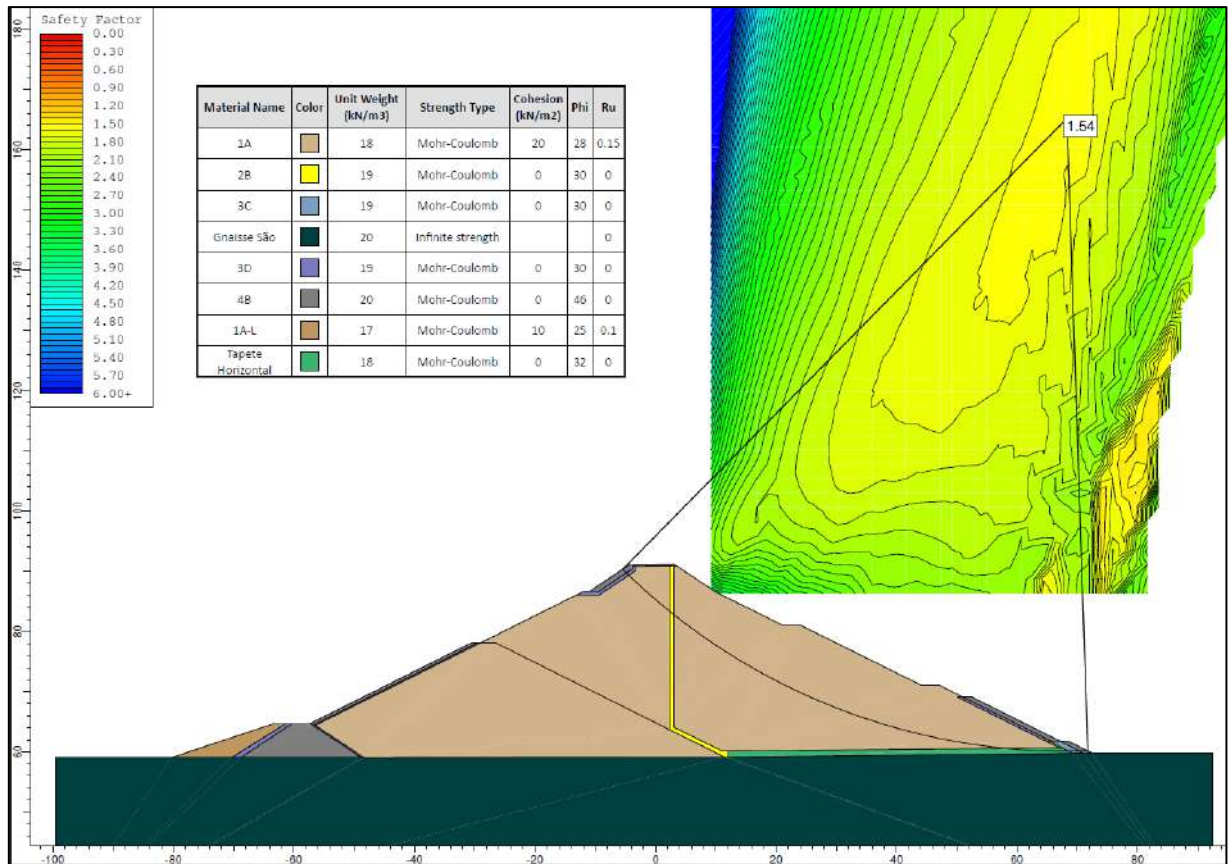


Figura 6-2 – Seção Típica Est. 3 a 20+2,52 – Final de Construção Jusante

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

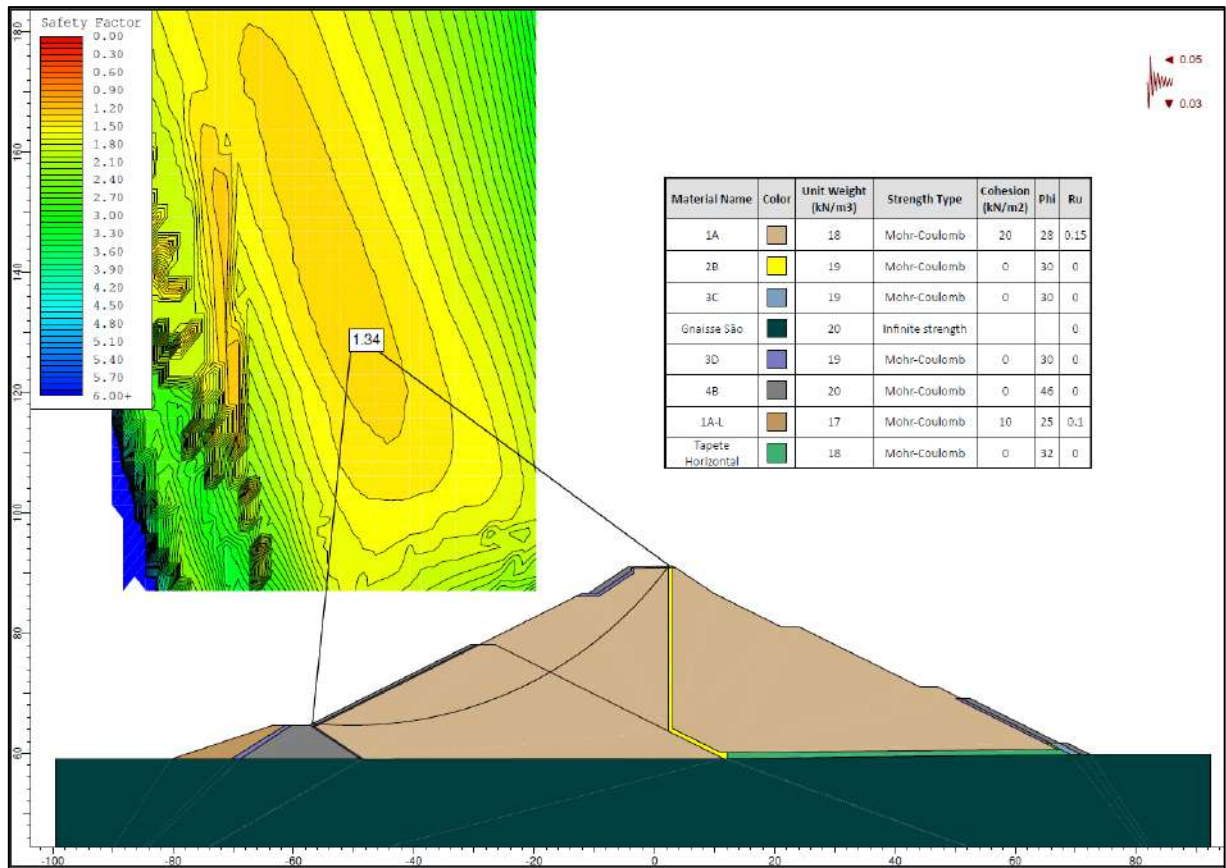


Figura 6-3 – Seção Típica Est. 3 a 20+2,52 – Final de Construção Montante – Com Sismo

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

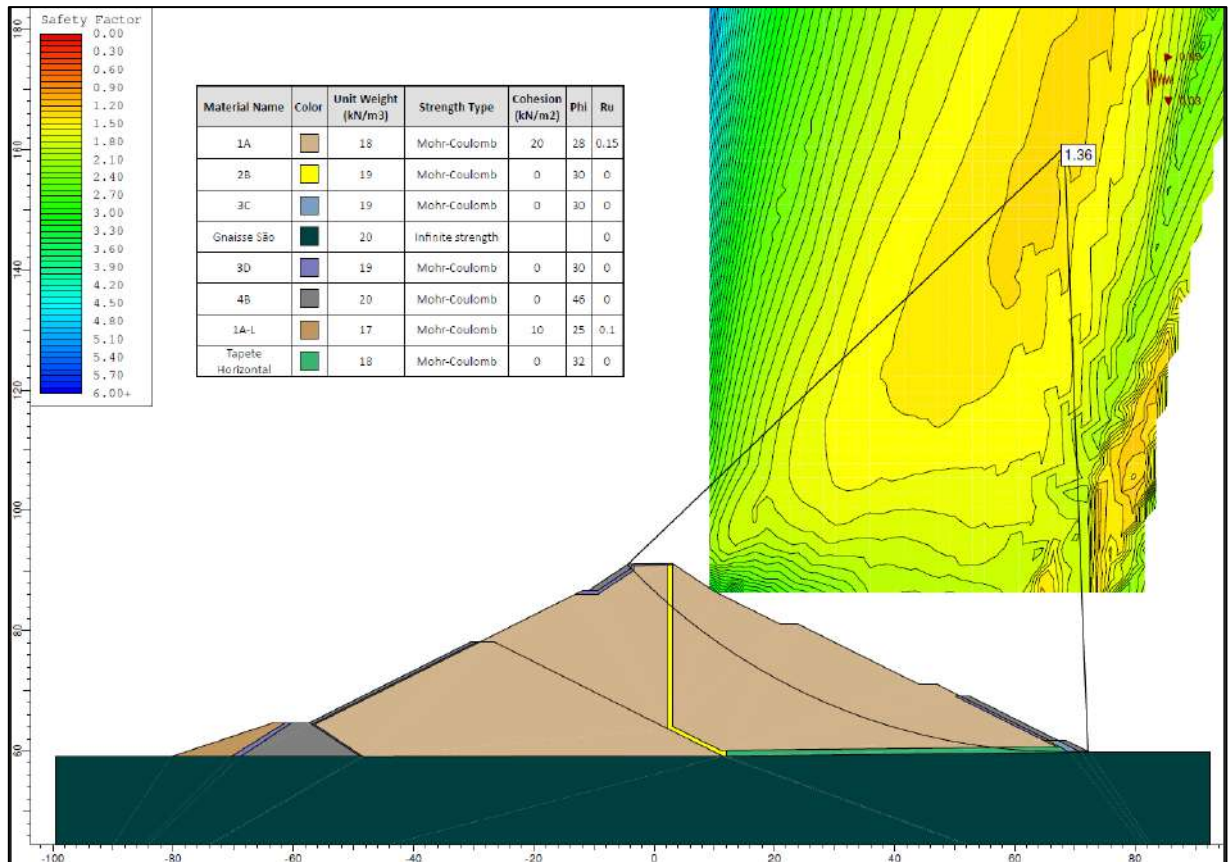


Figura 6-4 – Seção Típica Est. 3 a 20+2,52 – Final de Construção Jusante – Com Sismo

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

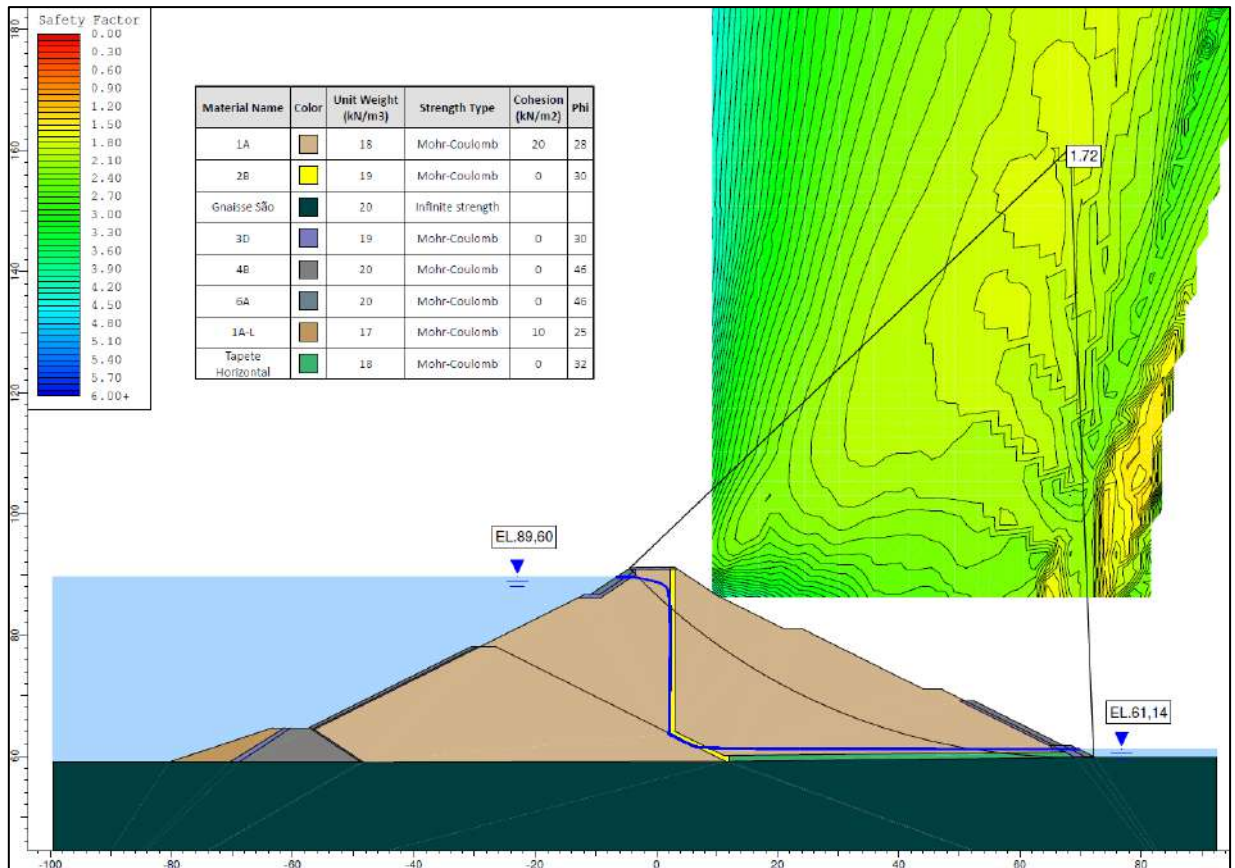


Figura 6-5 – Seção Típica Est. 3 a 20+2,52 – Regime Permanente de Operação

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

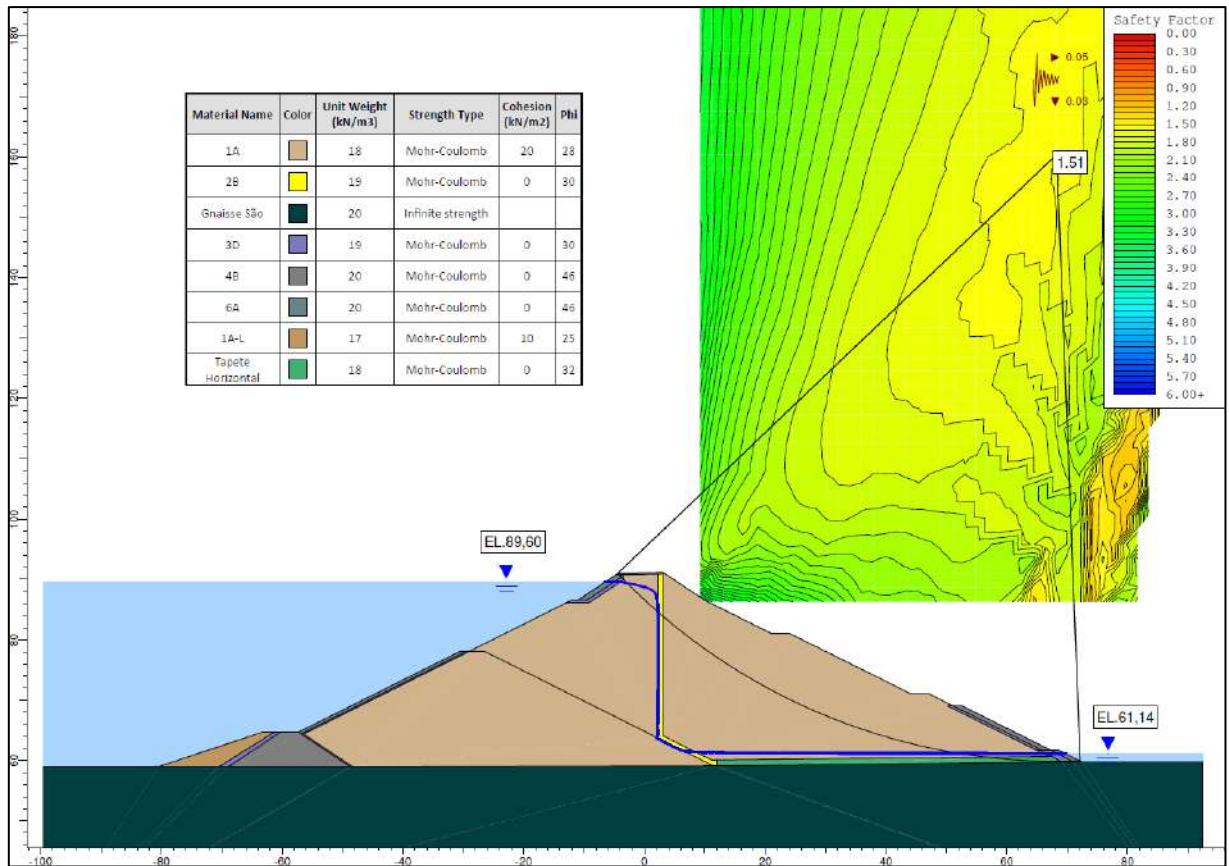


Figura 6-6 – Seção Típica Est. 3 a 20+2,52 – Regime Permanente de Operação – Com Sismo

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

6.2 ESTACA 25+2,20 A 37+10,00 – MARGEM DIREITA – ILHA

As Figuras 6-7 a 6-12 apresentam os resultados das análises de estabilidade da seção típica das Est.25+2,20 a 37+10,00.

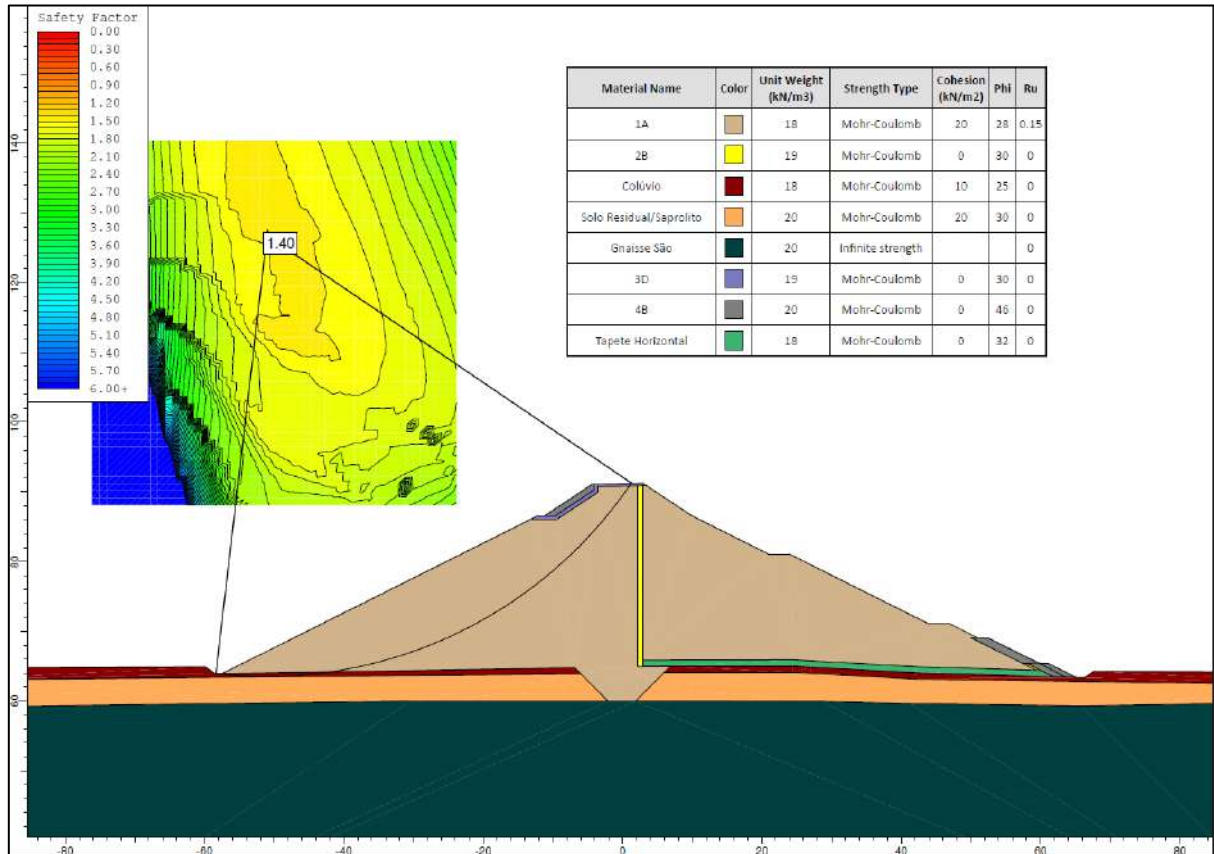


Figura 6-7 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Final de Construção Montante

UHE ITAOCARA I

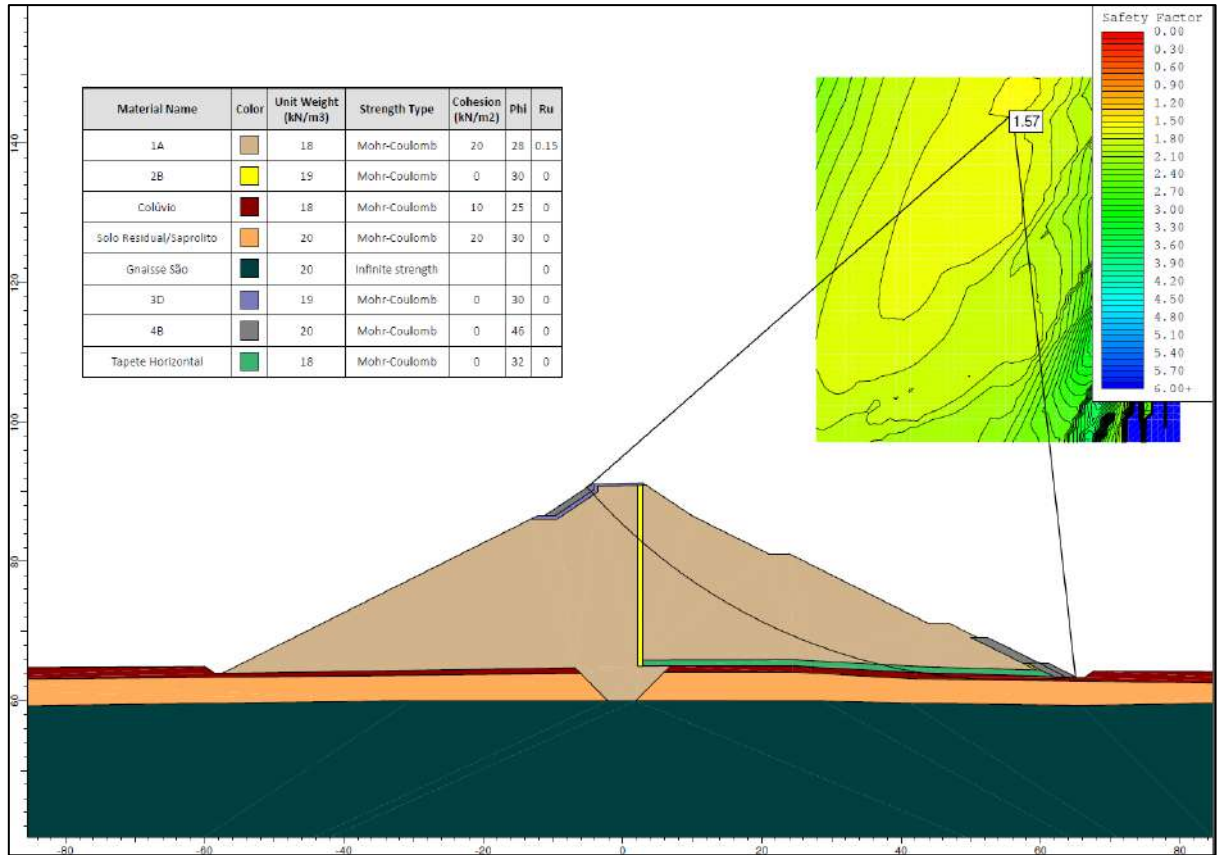


Figura 6-8 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Final de Construção Jusante

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

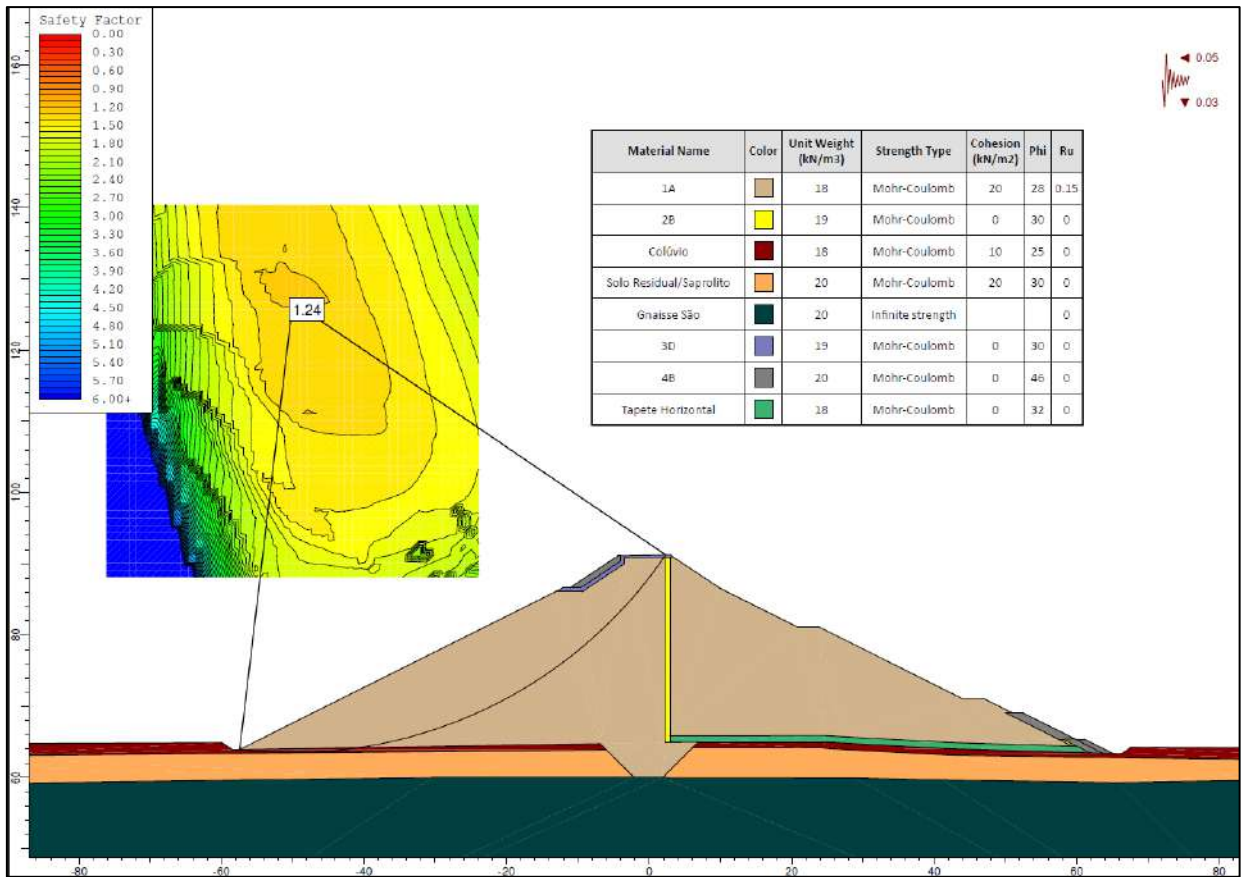


Figura 6-9 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Final de Construção Montante – Com Sismo

UHE ITAOCARA I

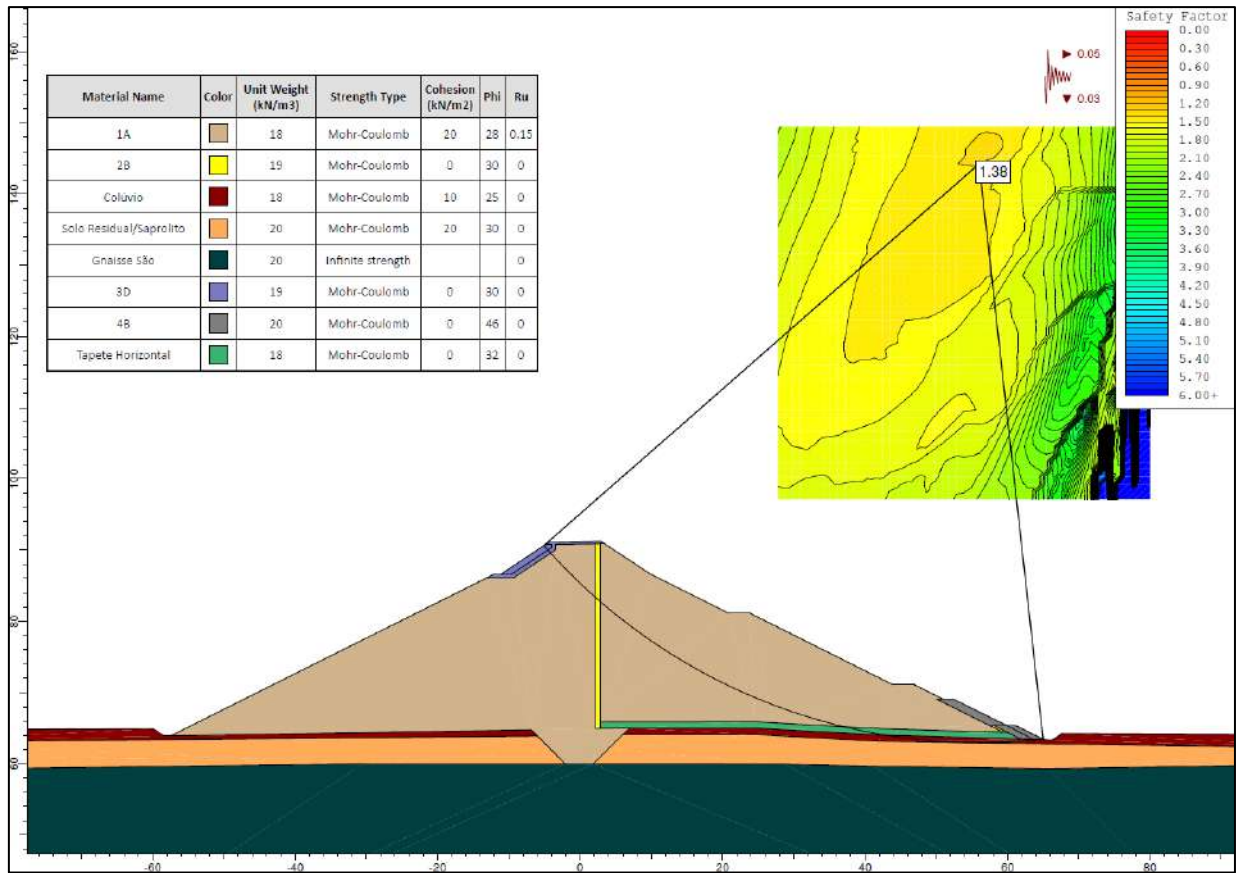


Figura 6-10 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Final de Construção Jusante – Com Sismo

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

UHE ITAOCARA I

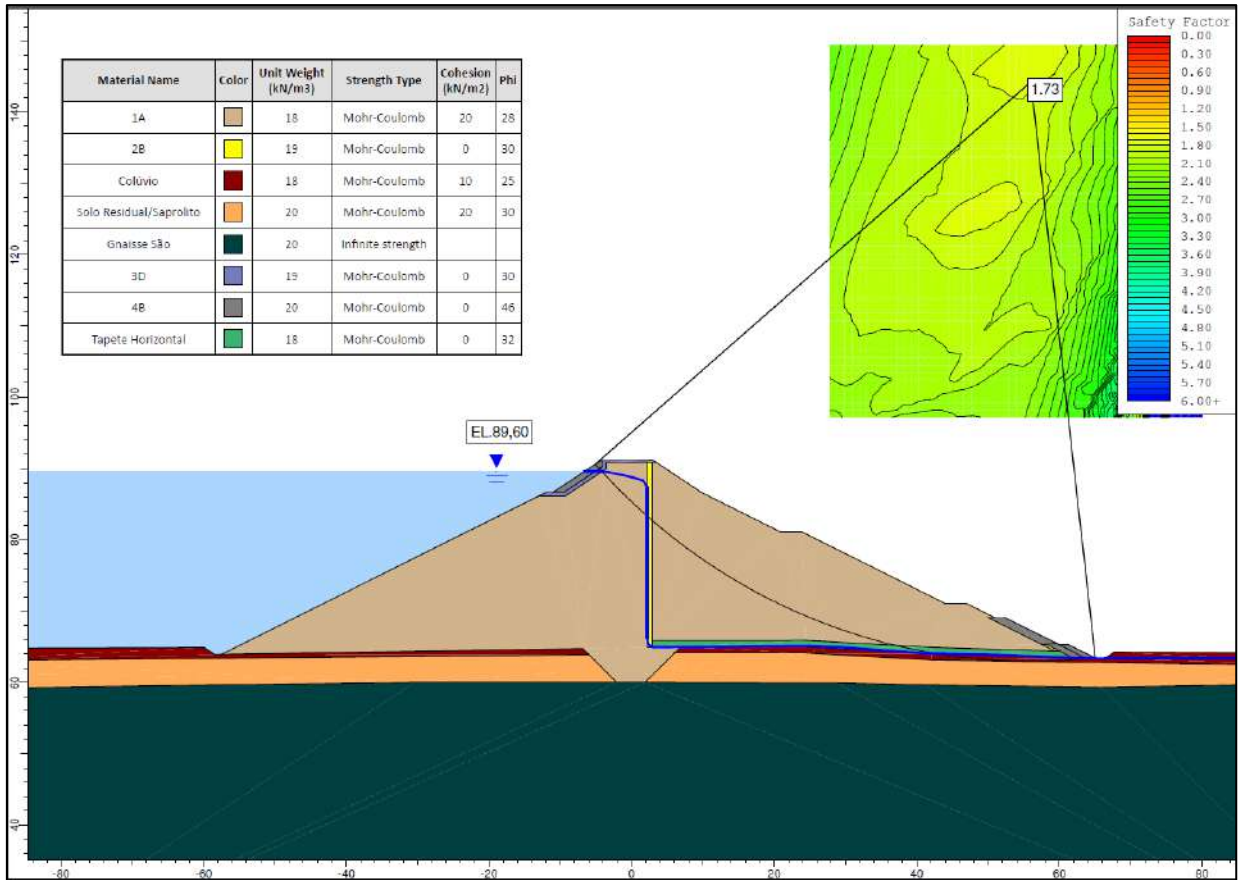


Figura 6-11 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Regime Permanente de Operação

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

UHE ITAOCARA I

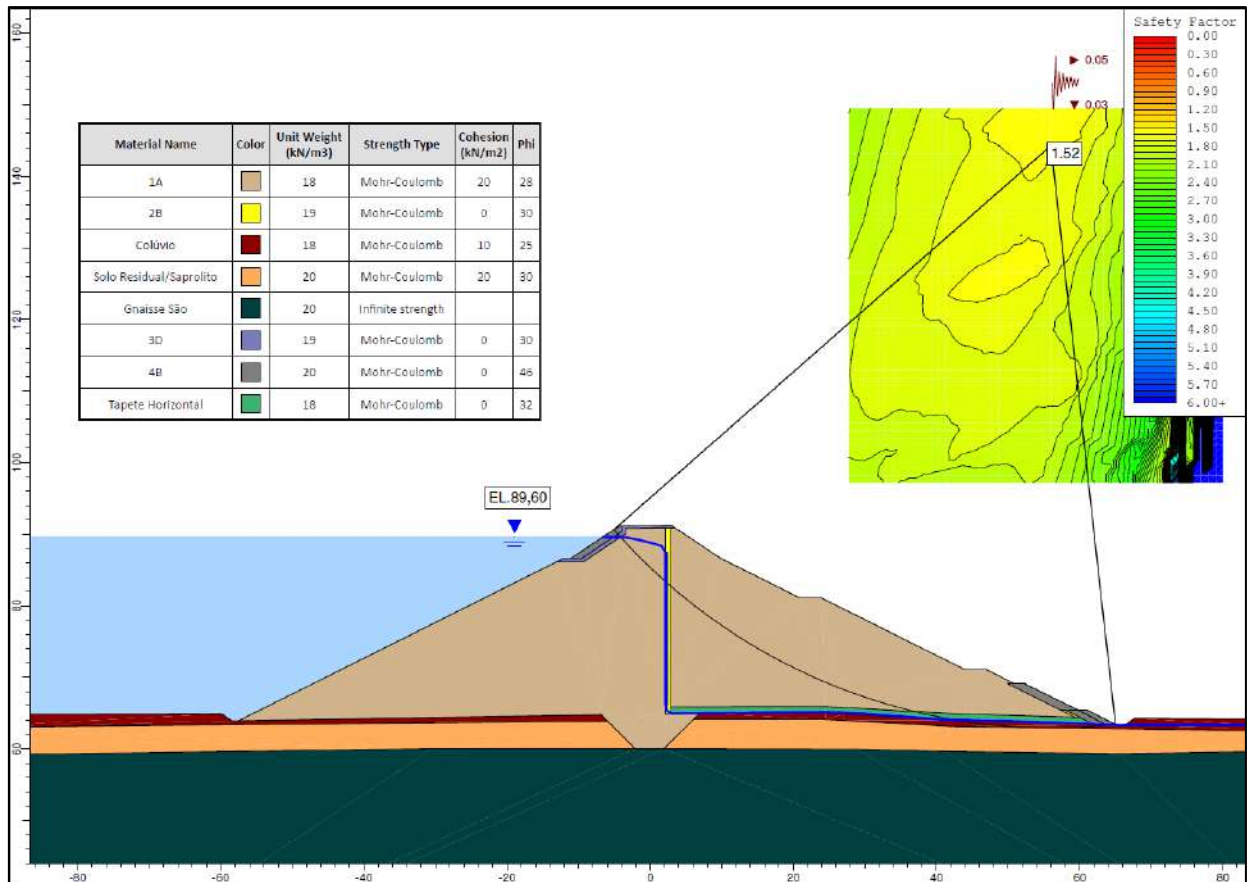


Figura 6-12 – Seção Típica Est. 25+2,20 a 37+10,00 – Regime Permanente de Operação – Com Sismo

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

6.3 ESTACA 53+17,00 A 58+0,00 – MARGEM ESQUERDA

As Figuras 6-13 a 6-18 apresentam os resultados das análises de estabilidade da seção típica das Est.53+17,00 a 58+0,00.

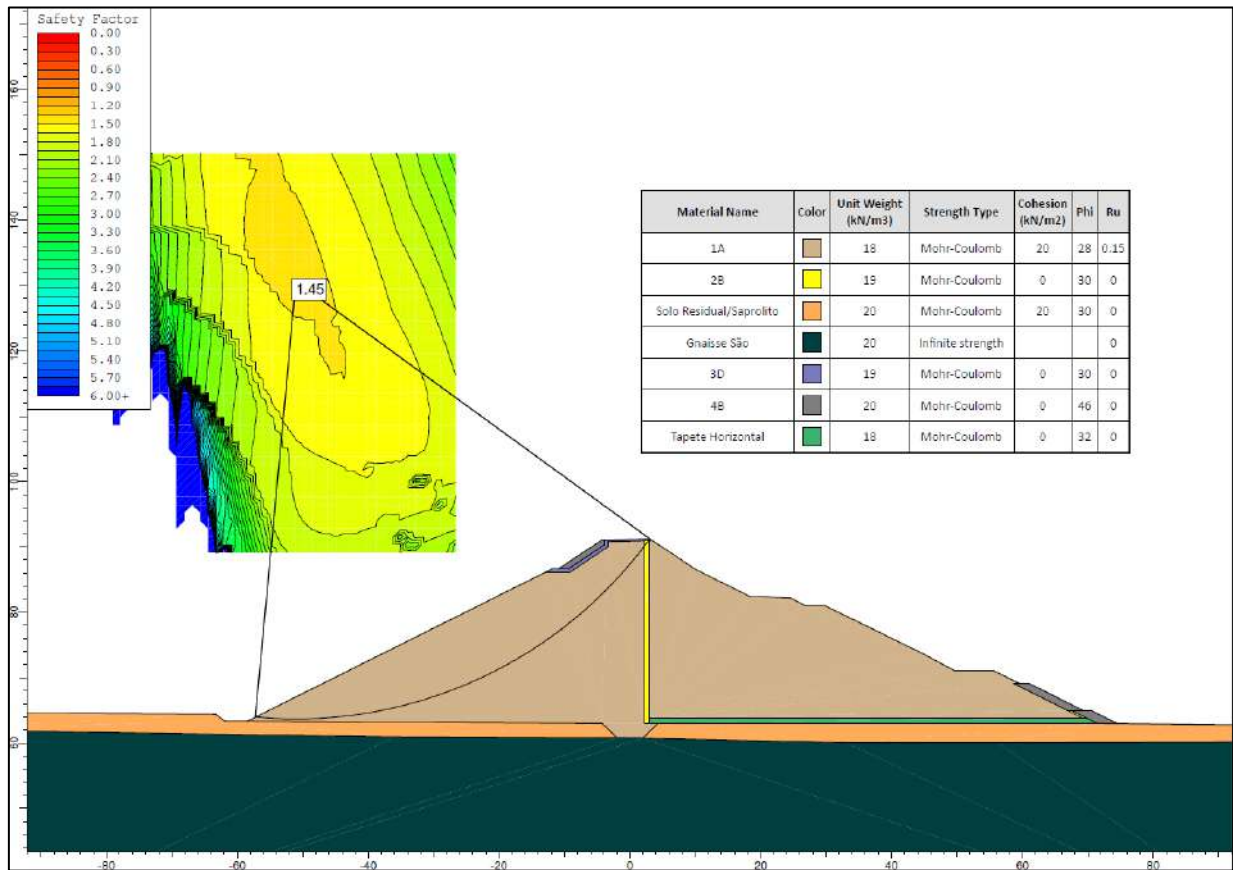


Figura 6-13 – Seção Típica Est. 53+17,00 a 58+0,00 – Final de Construção Montante


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

UHE ITAOCARA I

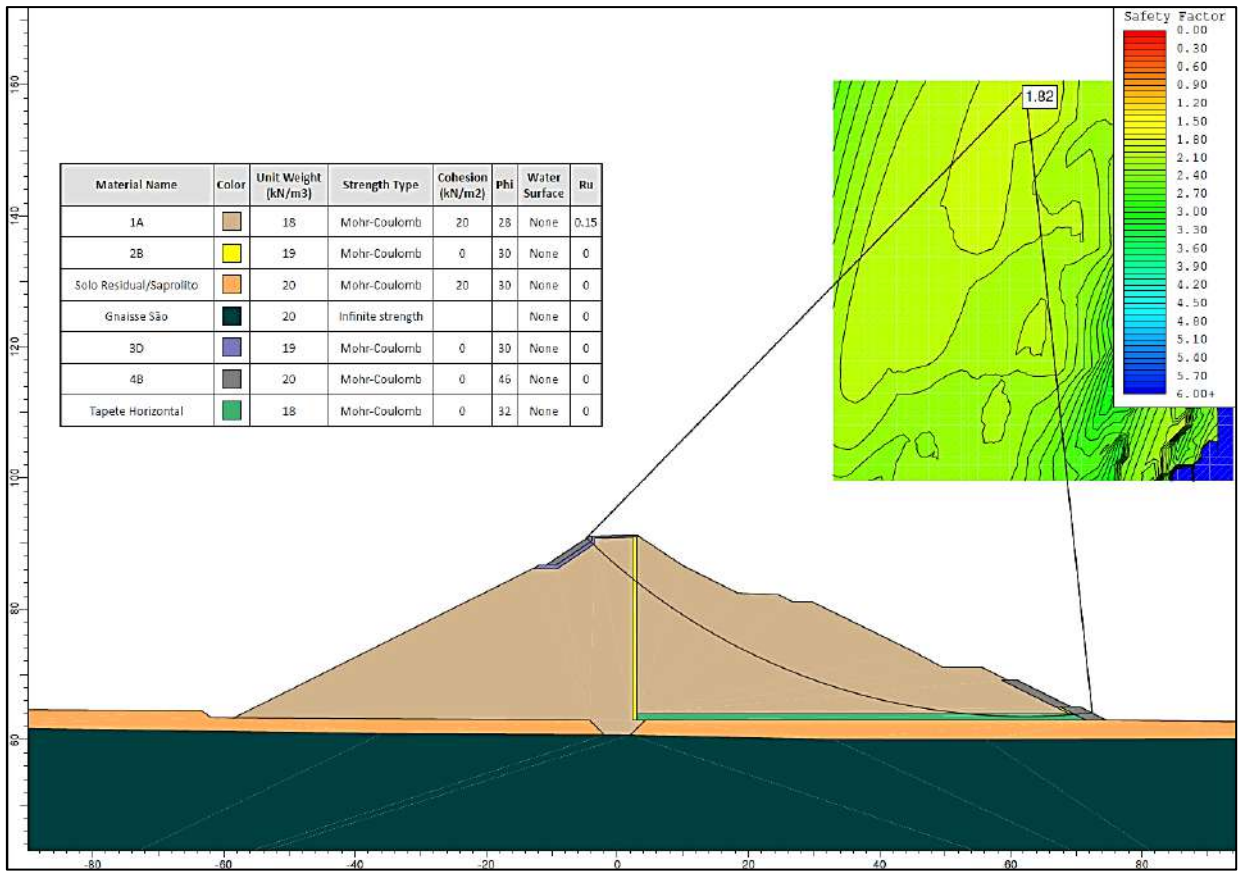


Figura 6-14 – Seção Típica Est. 53+17,00 a 58+0,00 – Final de Construção Jusante

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

UHE ITAOCARA I

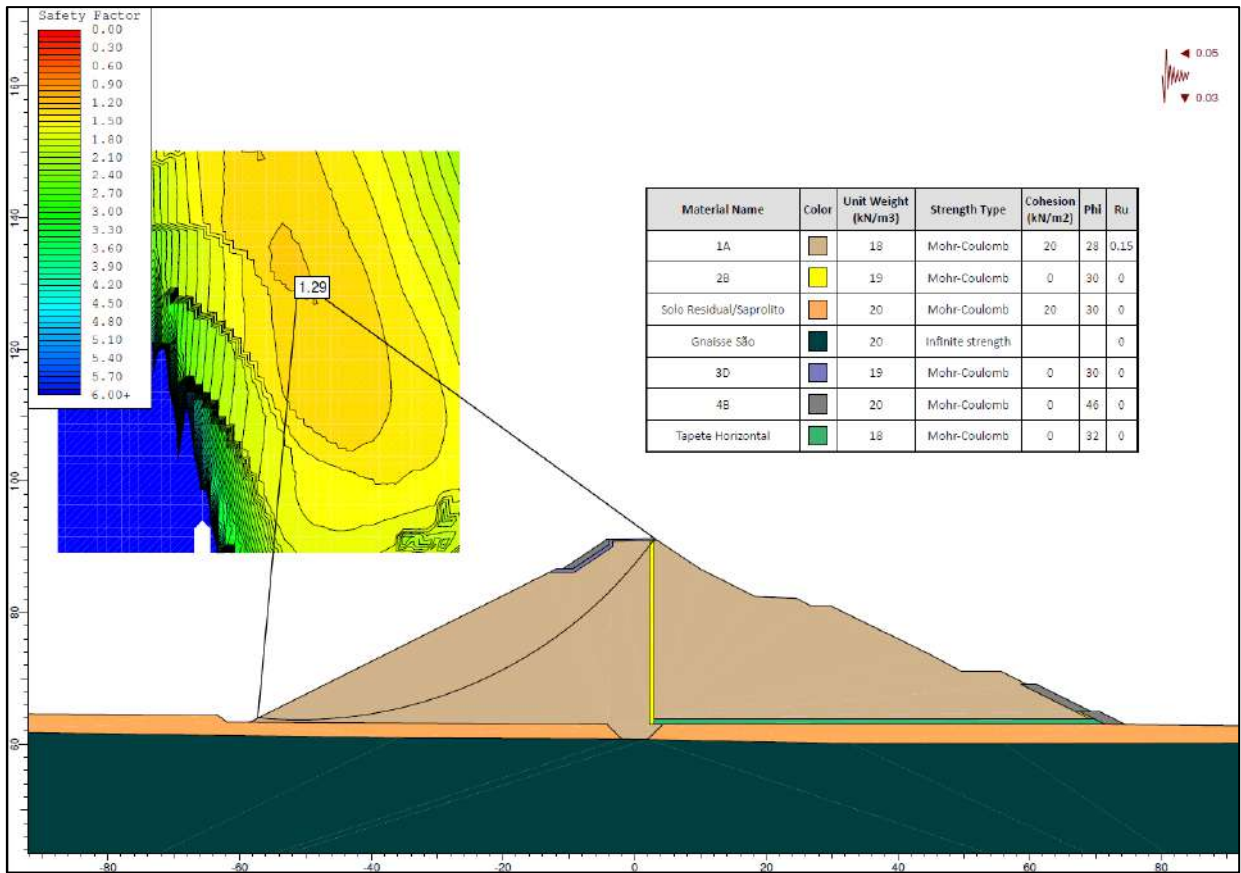


Figura 6-15 – Seção Típica Est. 53+17,00 a 58+0,00 – Final de Construção Montante – Com Sismo

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

UHE ITAOCARA I

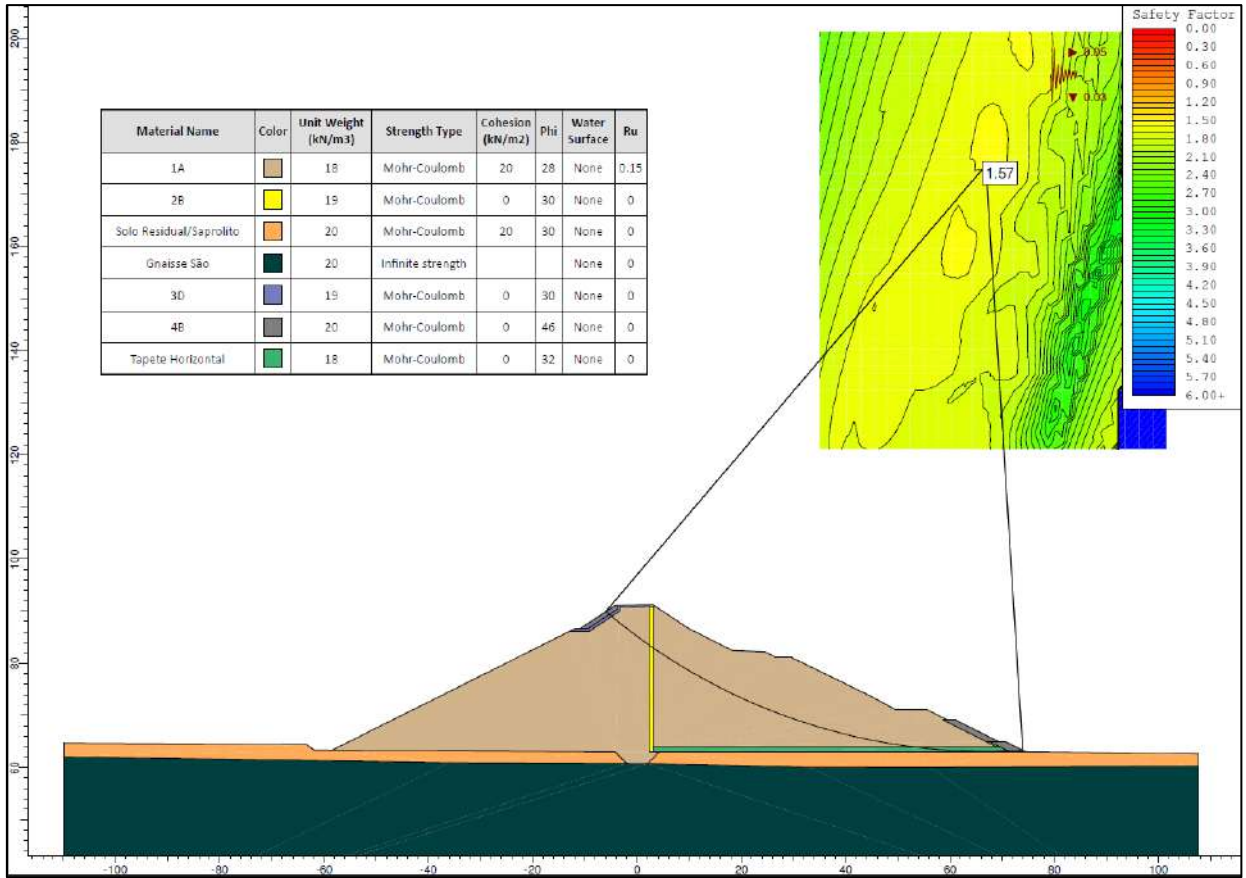


Figura 6-16 – Seção Típica Est. 53+17,00 a 58+0,00 – Final de Construção Jusante – Com Sismo

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

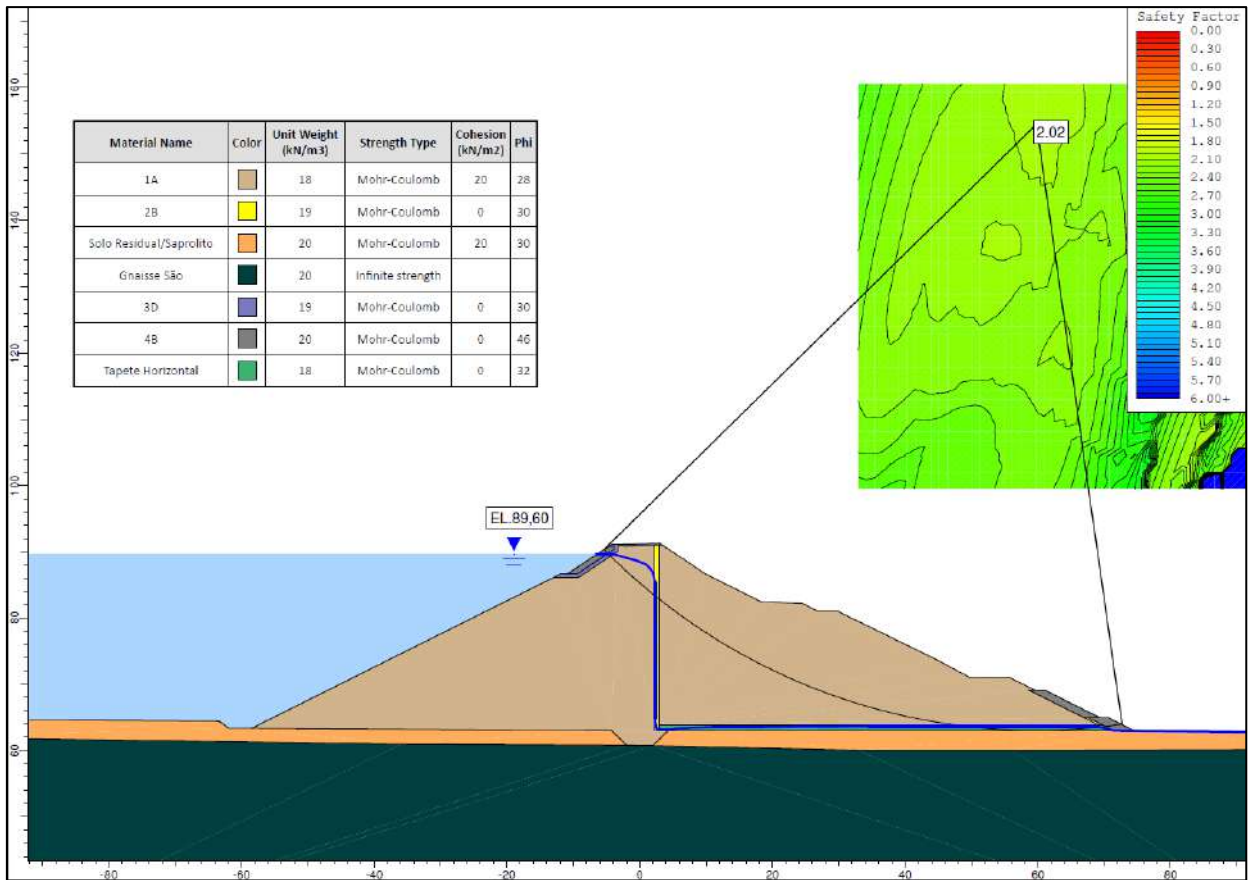


Figura 6-17 – Seção Típica Est. 53+17,00 a 58+0,00 – Regime Permanente de Operação

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

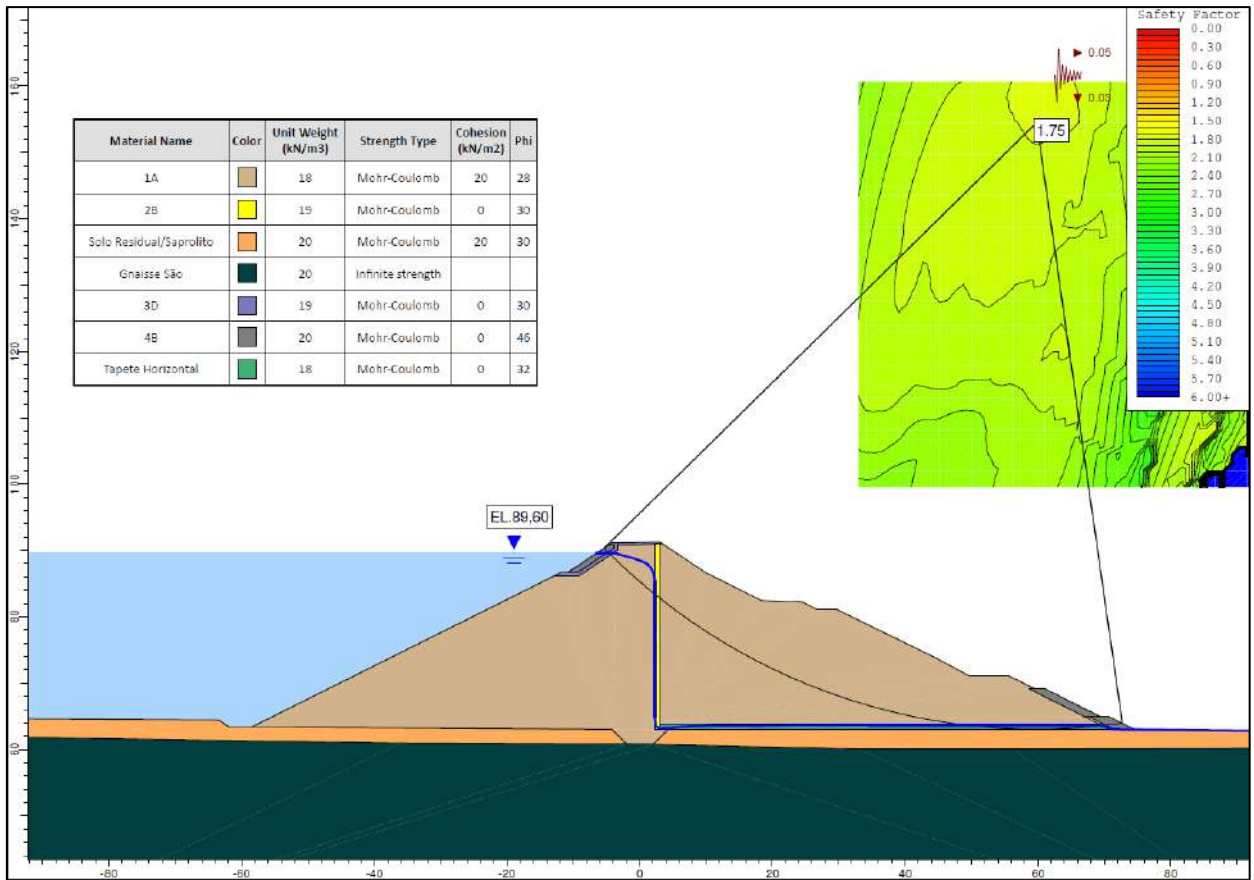


Figura 6-18 – Seção Típica Est. 53+17,00 a 58+0,00 – Regime Permanente de Operação – Com Sismo

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

6.4 ESTACA 41+10,00 A 43+0,00 E 52+0,00 A 52+10,00 – BARRAGEM DE ENROCAMENTO

As Figuras 5-22 a 5-27 apresentam os resultados das análises de estabilidade da seção típica das Est.41+10,00 A 43+0,00 E 52+0,00 A 52+10,00.

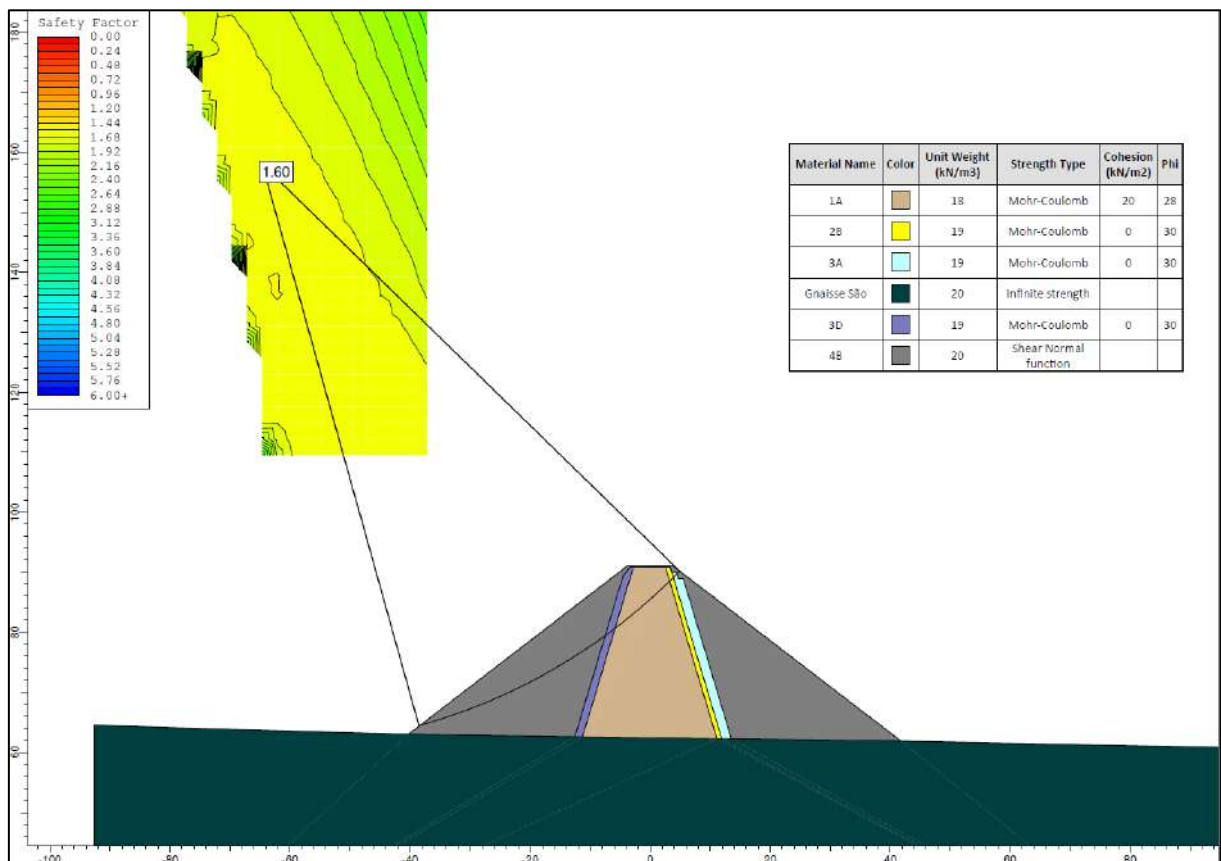


Figura 6.19 – Seção Típica Barragem de Enrocamento – Final de Construção Montante

UHE ITAOCARA I

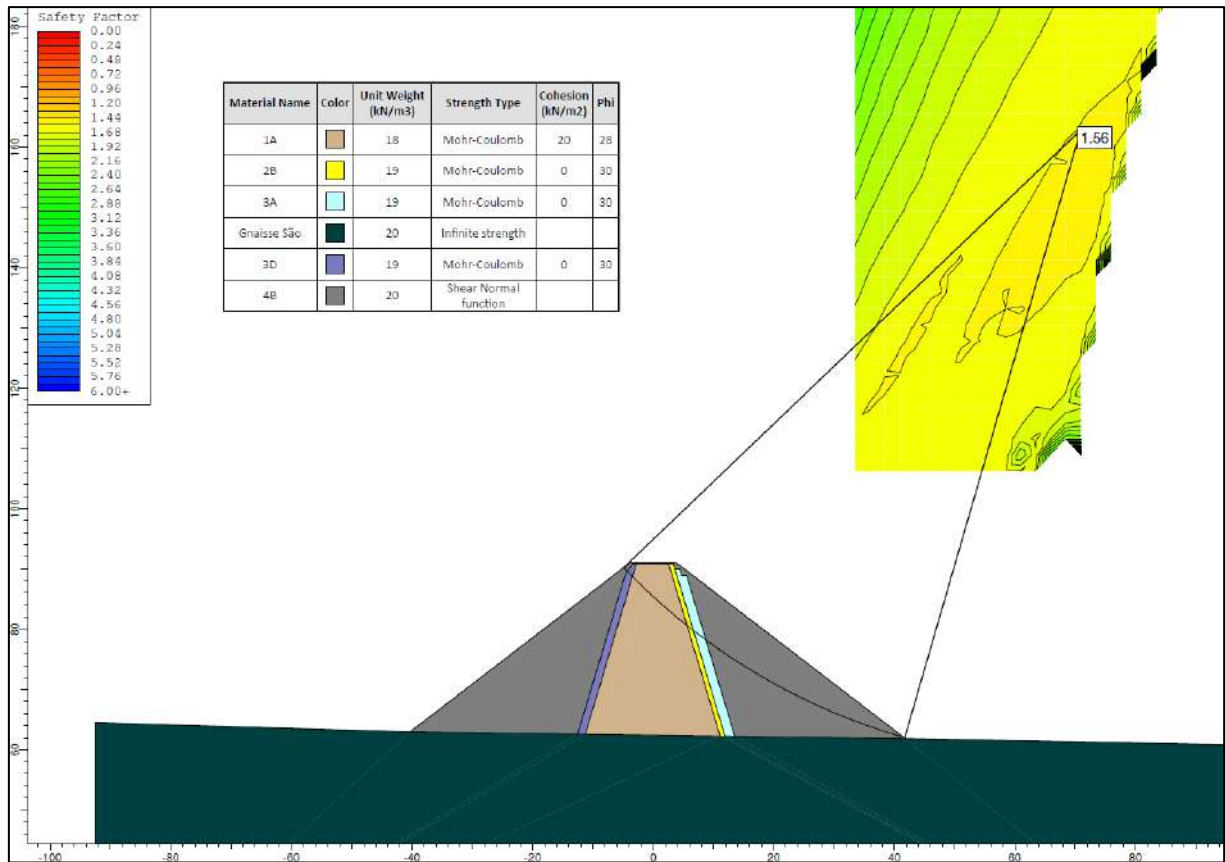


Figura 6.20 – Seção Típica Barragem de Enrocamento – Final de Construção Jusante

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

UHE ITAOCARA I

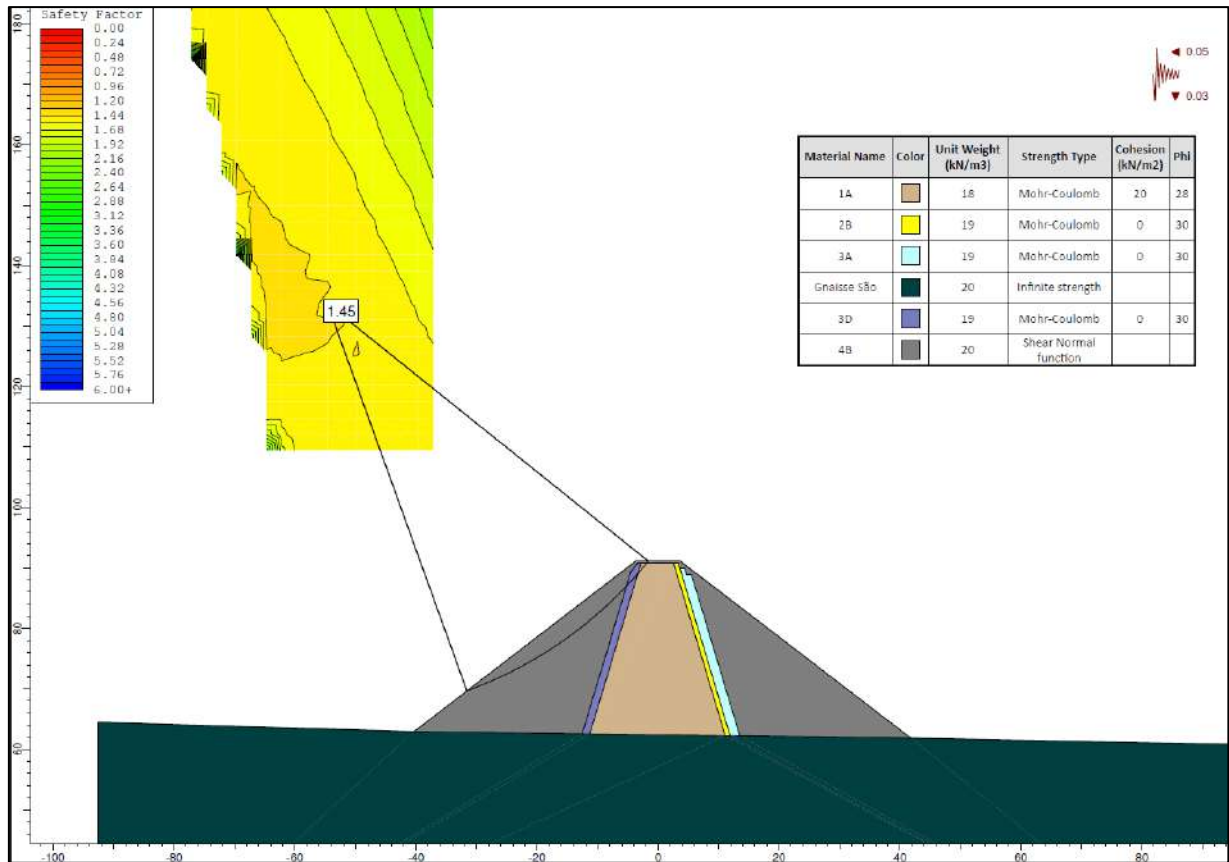


Figura 6.21 – Seção Típica Barragem de Enrocamento – Final de Construção Montante – Com Sismo

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

UHE ITAOCARA I

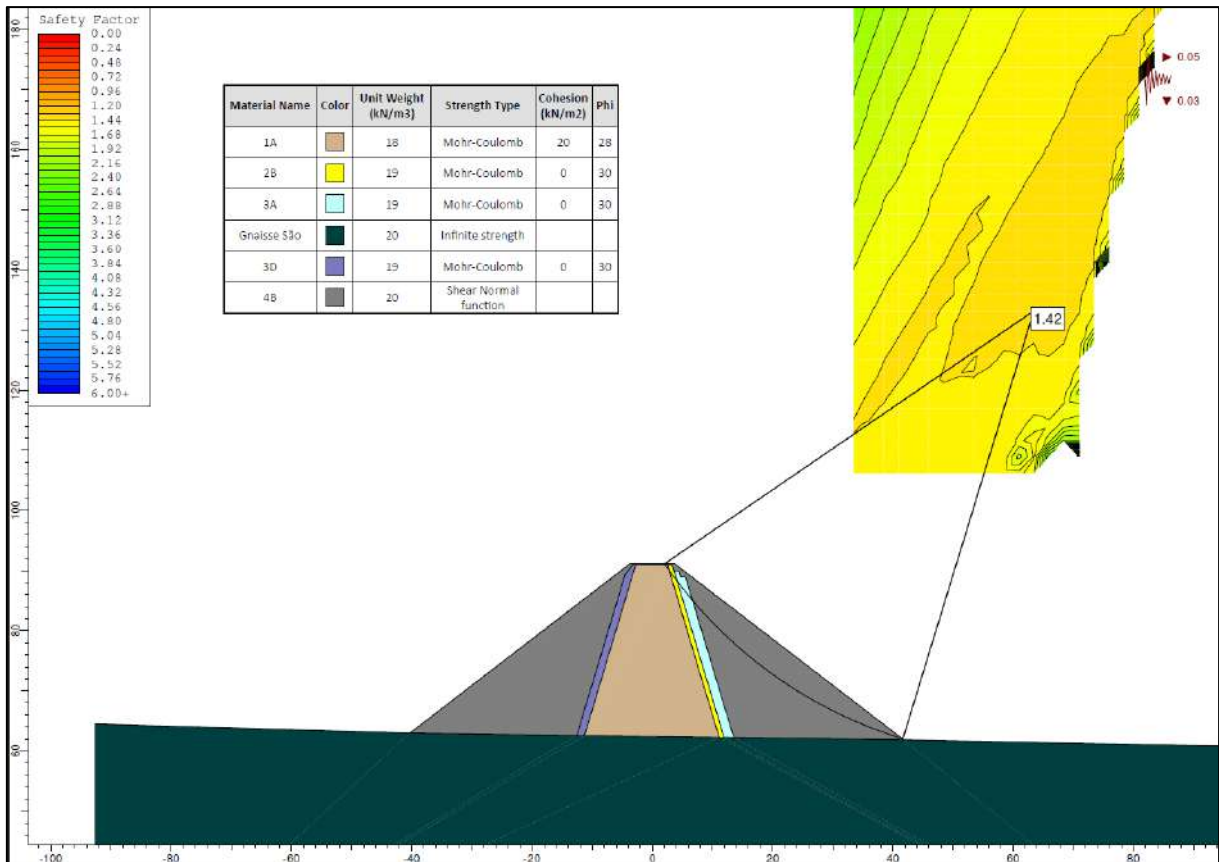


Figura 6.22 – Seção Típica Barragem de Enrocamento – Final de Construção Jusante – Com Sismo

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

UHE ITAOCARA I

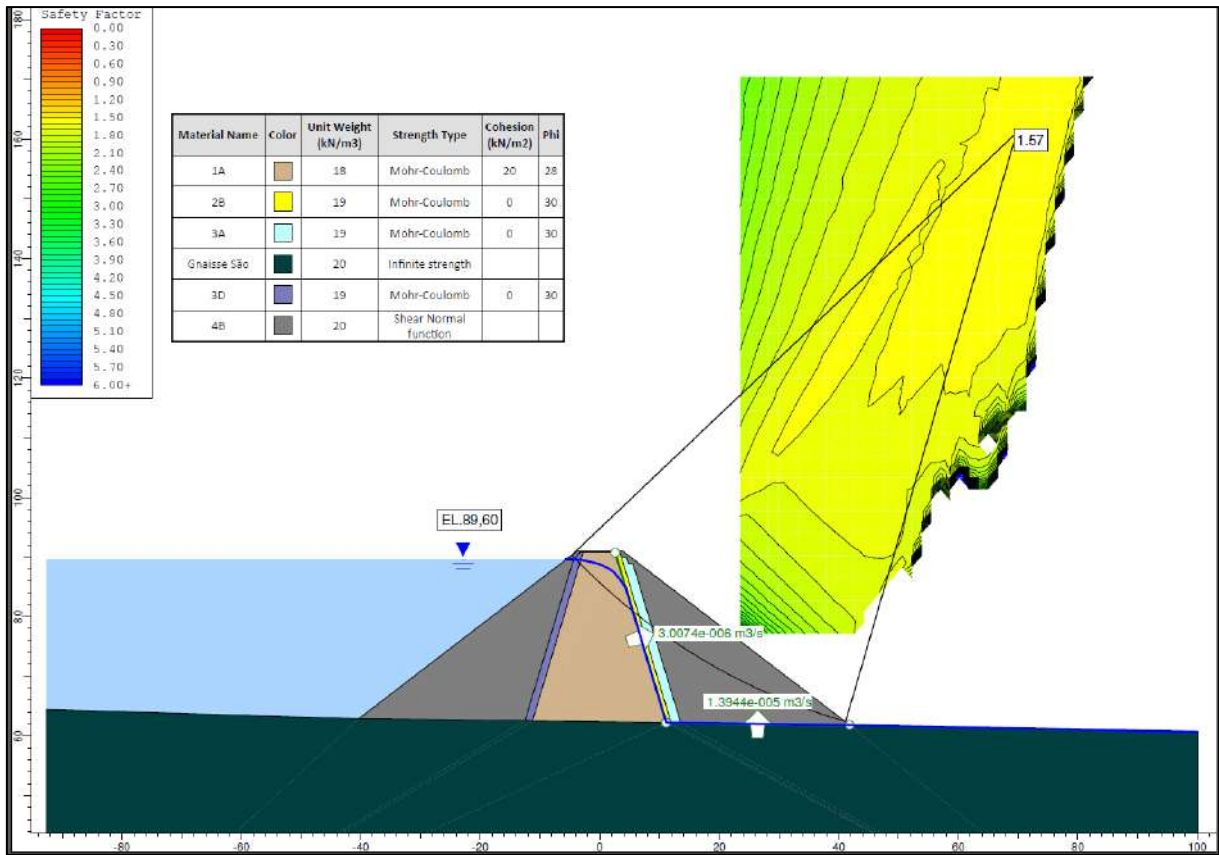


Figura 6.23 – Seção Típica Barragem de Enrocamento – Regime Permanente de Operação

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

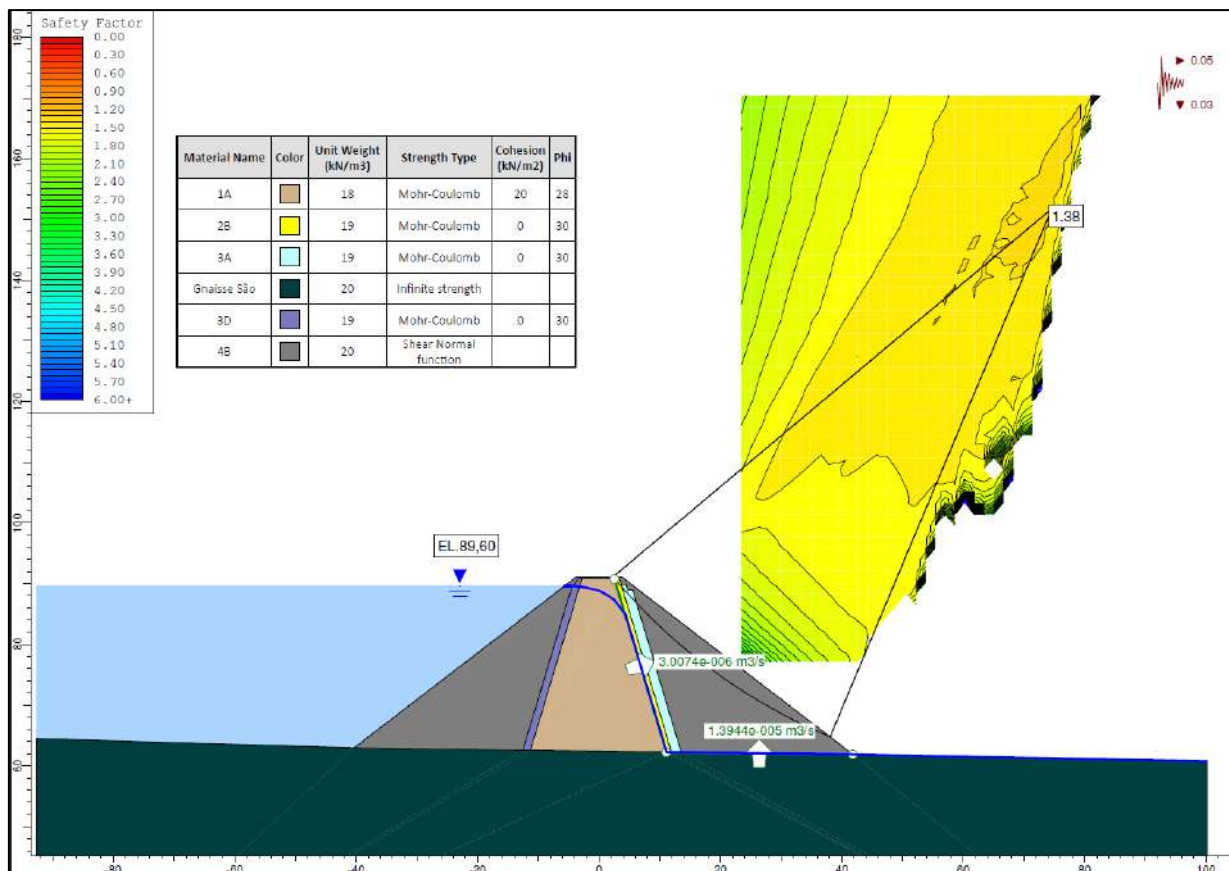


Figura 6.24 – Seção Típica Barragem de Enrocamento – Regime Permanente de Operação – Com Sismo

7 CONCLUSÃO

Ao comparar os fatores de segurança mínimos obtidos através das análises computacionais de percolação e estabilidade com os valores preconizados pela US Army Corps of Engineers para ruptura dos taludes de jusante e montante, conclui-se que os taludes e o sistema de drenagem propostos para a Barragem Margem Direita e Esquerda da UHE Itaocara I estão em conformidade com os fatores de segurança mínimos admissíveis.

8 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas. Eletrobrás (Janeiro/2000).


EM 1110-2-1902 – *Engineering and Design – Slope Stability.* Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC., 31 October 2003.



UHE ITAOCARA I

Leps, T.M. (1970). *Review of Shearing Strength of Rockfill*. J. of the Soil Mech, and Found, Div., Am. Soc. Of Civil Eng., Vol. 96, No. SM4, Proc. Paper 7394, July, pp. 1159-1170.

PROJETO BÁSICO
DIQUE
PRÉ-DIMENSIONAMENTO – MEMÓRIA DE CÁLCULO

0	Emissão Final	TSP	EL	MAI/16
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
PROJETO BÁSICO				
				

UHE ITAOCARA I

Preparado	TSP	Aprov.	Marcelo K. Turqueti	Nº VLB	Rev.
Conferido	DCN		Gerente do Projeto	1530-IT-B-MC-B20-0002	0
Visto	EL	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
DIQUE
PRÉ-DIMENSIONAMENTO – MEMÓRIA DE CÁLCULO

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	3
2. DOCUMENTO DE REFERÊNCIA	3
3. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO DA BARRAGEM.....	3
4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO	6
4.1. SEÇÕES ANALISADAS	6
4.2. PARÂMETROS ADOTADOS	9
4.3. METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	9
4.3. ANÁLISES EFETUADAS	11
5. RESULTADO DAS ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO	12
5.1. DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM INTERNO.....	12
6. RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE	14
7. CONCLUSÃO	20
8. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	20

PROJETO BÁSICO

DIQUE

PRÉ-DIMENSIONAMENTO – MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. INTRODUÇÃO

Este documento tem como objetivo apresentar os estudos de estabilidade e percolação dos taludes do aterro do Dique da UHE Itaocara I, localizada no rio Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro.

2. DOCUMENTO DE REFERÊNCIA

- 1530-IT-B-DE-B11-0010 – PROJETO BÁSICO – DIQUE – ARRANJO GERAL – PLANTA, SEÇÕES E DETALHE.

3. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO DA BARRAGEM

Na etapa do Projeto Básico elaborado pela SPEC foram identificadas 07 (sete) Áreas de Empréstimo para o solo compactado do Dique, sendo 04 (quatro) na Margem Esquerda e 03 (três) na Margem Direita, com volume total estimado de 6.670.000 m³, Figura 3.1.

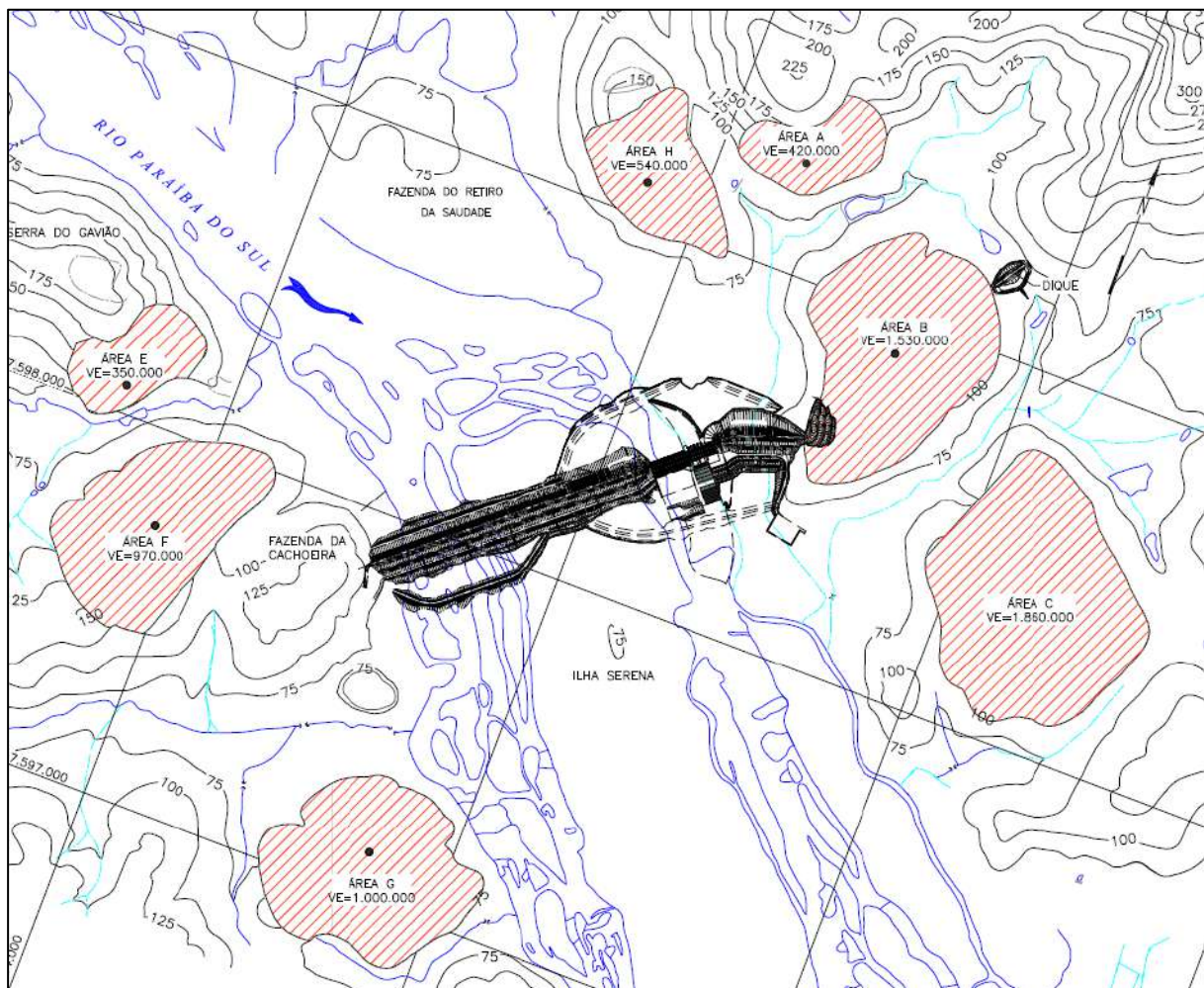


Figura 3.1 – Áreas de Empréstimo Investigadas no Projeto Básico

Nas Áreas de Empréstimo foram executadas 24 (vinte e quatro) sondagens a trado e 19 (dezenove) poços de inspeção, nos quais foram coletadas amostras para realização de ensaios de caracterização do material.

Foram realizados ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência (Atterberg) e compactação Proctor Normal. Os resultados são apresentados na Tabela 3.1 e Figuras 3.2 e 3.3.

O material obtido pode ser classificado como argilo-arenoso e areno-argiloso.


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

Tabela 3.1 – Resumo dos ensaios das amostras das Áreas de Empréstimo

Local	Área	Furo	Nº	Prof.	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)			Pedr. (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)	W (%)	Comp. Proctor Normal		k (cm/s)
							Fina	Média	Grossa							γ_d (kN/m ³)	W _{ot} (%)	
Área de Empréstimo Margem Esquerda	AE-A	STA-01	1	0,35 a 1,5m 1,5 a 4,0m	38,0	18,4	12,5	19,4	9,8	2,0	49,2	23,0	26,2	25,51	14,5 21,7	14,260	23,3	4,19E-07
		STA-02	2	0,3 a 4,2m 4,2 a 5,5m	44,7	19,9	16,2	14,0	4,4	0,7	50,3	24,8	25,5	25,31	23,7 24,7	14,210	26,9	-
	AE-B	STB-01	3	0,3 a 5,0m	36,5	21,6	17,5	16,5	7,8	0,2	42,0	22,5	19,5	26,19	19,2	15,310	20,3	-
		STB-02	4	0,3 a 1,5m 1,5 a 5,0m	46,2	24,4	11,6	12,5	4,5	0,8	53,3	23,3	30,0	25,69	22,4 23,9	14,740	20,1	2,96E-07
	PEB-04	5	0,3 a 2,0m	21,3	38,5	15,3	17,5	6,5	0,9	41,1	24,6	16,5	25,55	20,3	15,390	17,8	-	
		6	2,0 a 5,0m	39,4	19,2	8,0	19,2	13,1	1,1	46,6	23,0	23,6	26,24	18,0	15,340	18,0	-	
	STC-01	7	0,3 a 1,2m	39,4	24,4	17,3	12,1	6,1	0,8	45,2	23,8	21,4	26,03	19,7	14,410	22,8	-	
		8	1,2 a 5,0m	44,1	18,6	11,3	14,4	10,9	0,7	47,6	20,6	27,0	25,69	21,2	15,470	19,1	-	
	AE-C	STC-02	9	0,3 a 4,5m	32,3	23,7	22,7	16,8	3,9	0,6	38,8	22,6	16,2	25,80	-	15,340	20,3	-
		PEC-05	10	0,3 a 2,5m	25,8	28,5	19,7	15,1	10,6	0,2	45,0	29,1	15,9	25,50	20,5	15,240	20,2	-
	11		2,5 a 5,0m	44,2	16,2	9,0	15,7	14,5	0,4	44,5	17,8	26,7	26,43	21,9	15,630	18,3	-	
	AE-H	STH-02	12	0,3 a 4,5m 4,5 a 5,5m	41,8	14,7	25,9	15,5	1,5	0,6	37,6	20,2	17,4	26,52	13,7 17,5	15,400	19,7	-
		STH-03	13	0,2 a 5,0m	49,0	20,2	12,7	12,8	4,3	1,0	52,2	27,2	25,0	25,75	21,4	13,910	25,1	-
Área de Empréstimo Margem Direita	AE-E	STE-01	14	0,3 a 3,8m 3,8 a 5,0m	37,8	20,8	12,5	15,4	11,8	1,6	49,8	20,3	29,5	26,22	21,8 19,9	15,080	22,1	-
		STF-01	15	0,3 a 4,0m 4,0 a 5,0m	26,8	27,1	20,8	16,6	8,5	0,2	63,8	25,7	38,1	25,51	20,2 19,8	15,200	21,1	-
	AE-F	STF-03	16	0,35 a 2,3m 2,3 a 5,0m	31,8	21,9	16,4	14,6	9,7	5,5	46,4	23,6	22,8	26,07	20,1 18,1	15,200	21,3	-
		STG-02	17	2,0 a 3,0m	38,0	25,9	21,4	9,3	5,1	0,3	51,4	24,9	26,5	25,65	-	14,090	23,7	-

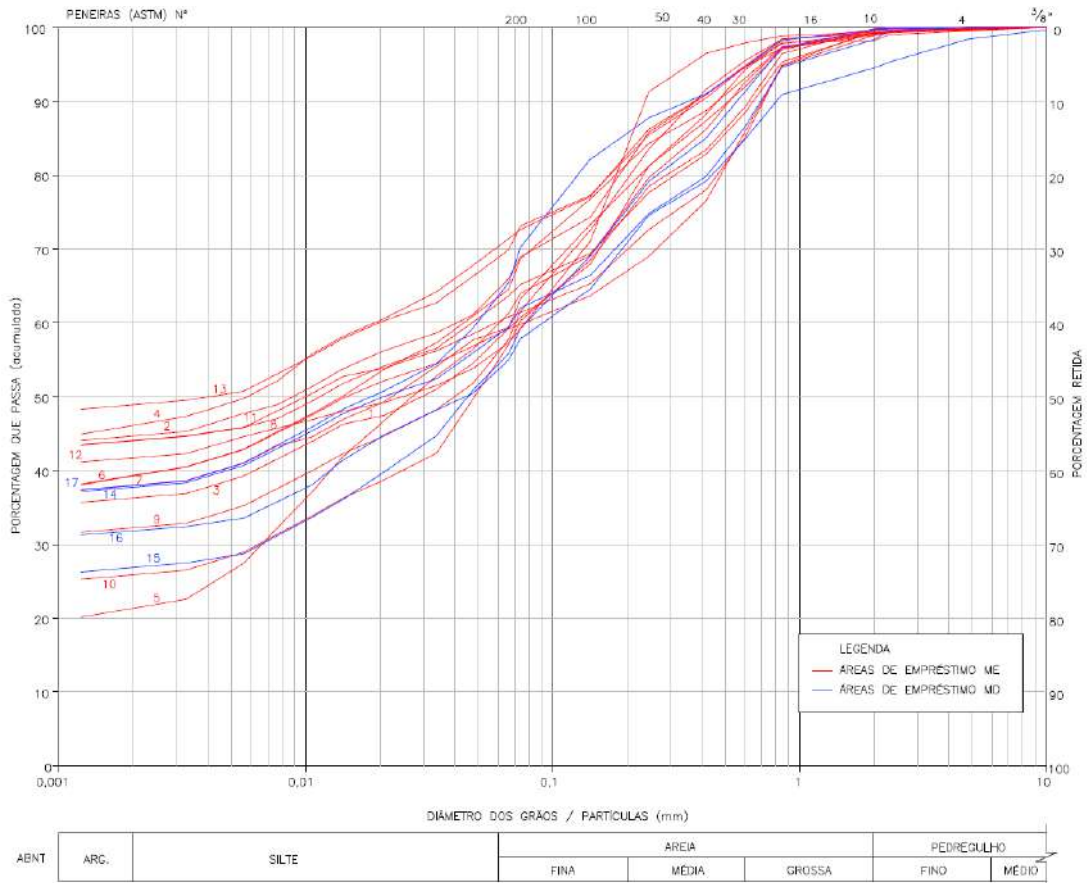


Figura 3.2 – Curvas Granulométricas das Amostras das Áreas de Empréstimo

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

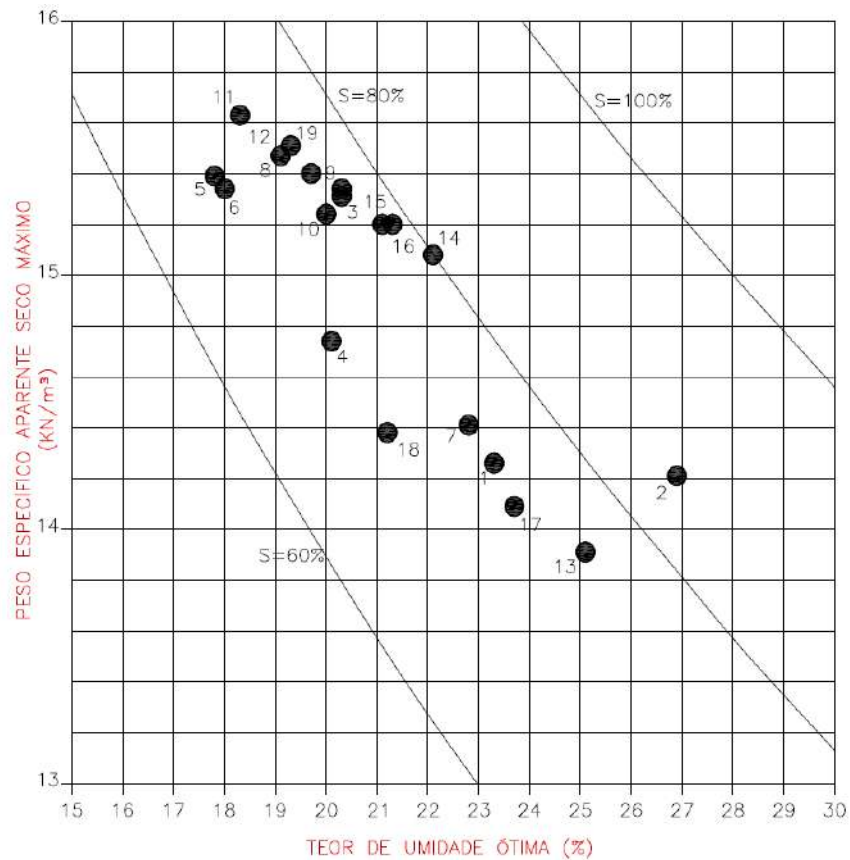


Figura 3.3 – Resultados da Compactação Proctor Normal das Amostras das Áreas de Empréstimo

4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO

A análise computacional foi desenvolvida com a utilização do software Slide 6.0 da Rocscience Inc. Toronto-Canadá. Utilizou-se o método analítico baseado na teoria do equilíbrio limite, adotando-se o método de Spencer e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para materiais naturais do talude.

4.1. SEÇÕES ANALISADAS

As Figuras 4-1 e 4-2 apresentam a planta e seção do Dique.

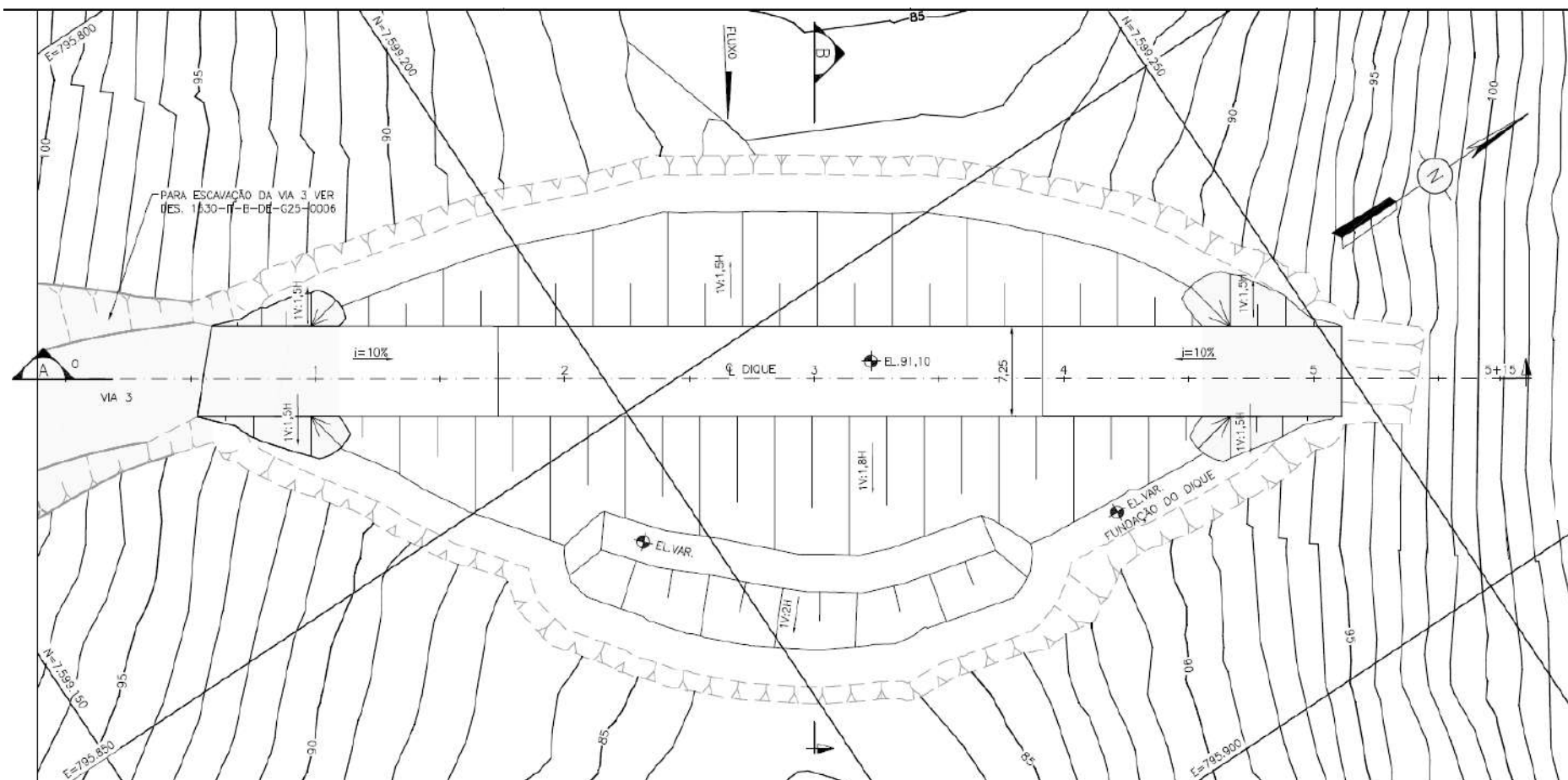
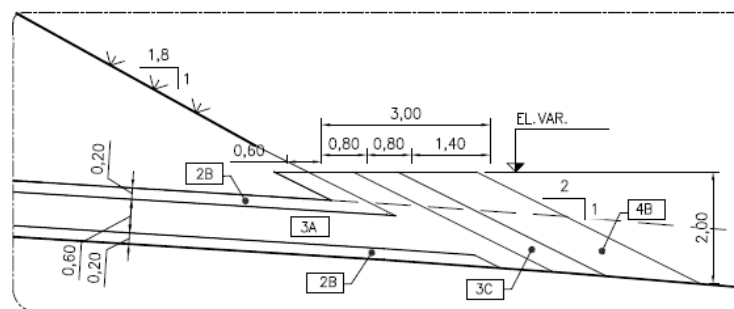
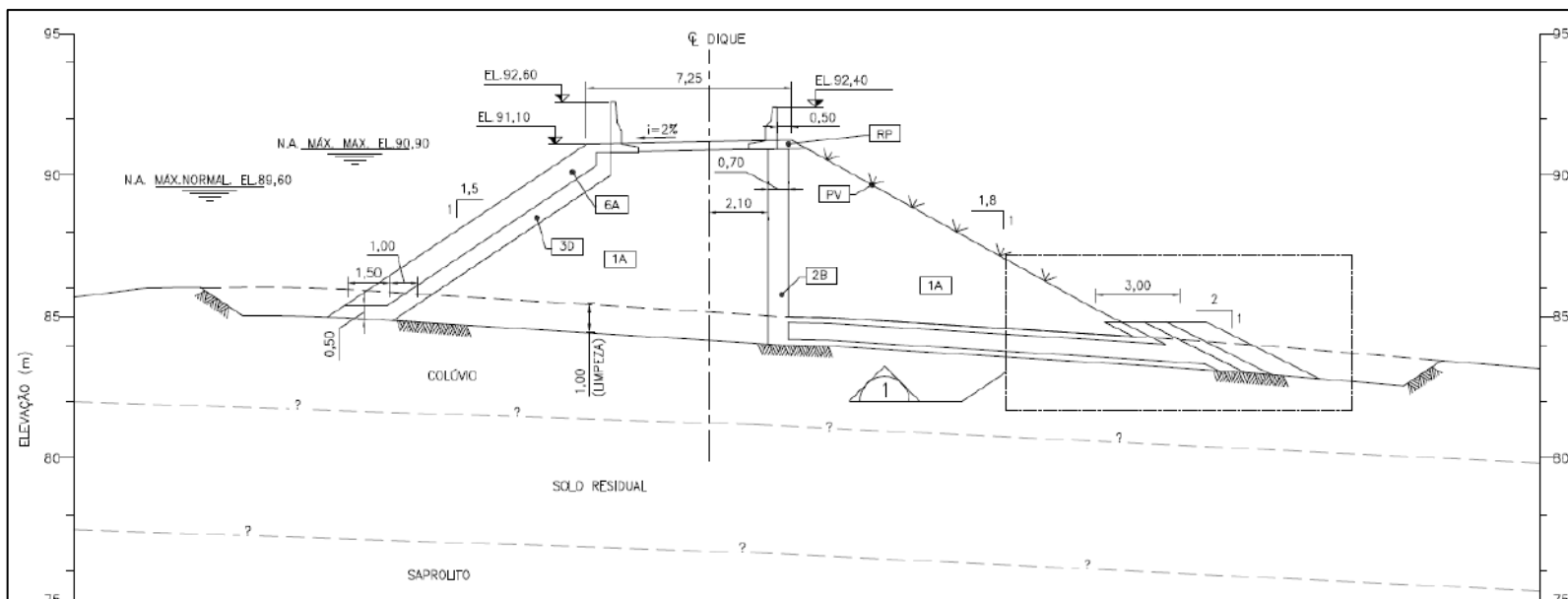


Figura 4.1 – Dique – Leito do Rio – Planta

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



DETALHE 1

Figura 4.2 – Dique – Seção Típica

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

4.2 PARÂMETROS ADOTADOS

Os parâmetros dos materiais de construção do Dique adotados nas análises de percolação e estabilidade foram baseados nos valores utilizados nas análises efetuadas no Projeto Básico pela SPEC e nas análises tátil-visuais das amostras das áreas de empréstimo e poços de inspeção executados na etapa do Projeto Básico Consolidado, Tabela 4-1.

Após o recebimento dos resultados dos ensaios programados para os materiais do aterro de solo compactado e solo da fundação do Dique, os parâmetros de resistência e permeabilidade serão atualizados e a Memória de Cálculo revisada. Ajustes na geometria das seções e no sistema de drenagem interno poderão ser necessários para atender aos fatores de segurança mínimos admissíveis.

Tabela 4-1: Parâmetros de Resistência Adotados Estimados

MATERIAIS		PARÂMETROS				
TIPO	DESCRIÇÃO	γ_{SAT}	c'	ϕ'	k	Ru
		kN/m ³	kN/m ²	°	m/s	
1A	Solo Compactado	19 18 (normal)	20	25	kh=1,0E-07 kv=1,0E-08	0,15
2B	Areia	19	0	30	1,0E-04	-
3A	Transição Fina Compactada	19	0	30	1,0E-02	-
3D	Transição Única Compactada	19	0	30	1,0E-03	-
4B	Enrocamento Compactado	20	0	46	1,0E+00	-
CO	Colúvio	18	10	20	1,0E-06	-
SR	Solo Residual/Saprolito	20	20	30	1,0E-07	-

4.3 METODOLOGIA DE ANÁLISE

A análise realizada no estudo da estabilidade de taludes define os possíveis fatores instabilizantes que podem vir a atuar ao longo do tempo sobre a estrutura, seja reduzindo sua resistência ao cisalhamento ou aumentando as tensões cisalhantes atuantes no seu corpo. A determinação de um índice, no caso, o Fator de Segurança, permite quantificar o quão próximo da ruptura uma determinada estrutura se encontra.

A análise computacional da estabilidade foi realizada conforme preconizado pela norma NBR 13.028/06 e desenvolvida a partir do software Slide 6.0 da Rocscience Inc. Toronto – Canadá. Utilizou-se o método analítico baseado na teoria do equilíbrio limite, através da análise de Spencer, sendo adotado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

- Para tensões totais: $\tau = c + \sigma \times \text{tg}(\phi)$;

- Para tensões efetivas: $\tau = c' + \sigma' \times \text{tg}(\phi')$.

Onde:

- τ : Resistência ao cisalhamento;
- c : Coesão;
- σ : Tensão normal total;
- ϕ : Ângulo de atrito;
- c' : Coesão com base na tensão normal efetiva;
- σ' : Tensão normal efetiva;
- ϕ' : Ângulo de atrito com base na tensão normal efetiva.

Para o enrocamento foi utilizado o critério de Shear Normal function. Os parâmetros foram determinados de acordo com a curva 2 determinada por Leps (1970) para a resistência dos enrocamentos, segundo a equação:

$$\tau = c + \sigma \times \text{tg}(\phi)$$

Onde:

- τ : Resistência ao cisalhamento;
- c : Coesão;
- σ_N : Tensão normal total;
- ϕ : Ângulo de atrito.

Para $c = 0$ kPa, foram utilizados os seguintes dados nas análises de estabilidade e percolação, conforme apresentado na Tabela 4-2 e na Figura 4-5.

Tabela 4-2: Dados das Curvas de Leps

CURVA 2					
σ_N (kPa)	7	70	140	350	3500
ϕ (°)	55	48	46	44	37
τ (kPa)	10,00	77,74	144,97	338,00	2.637,40

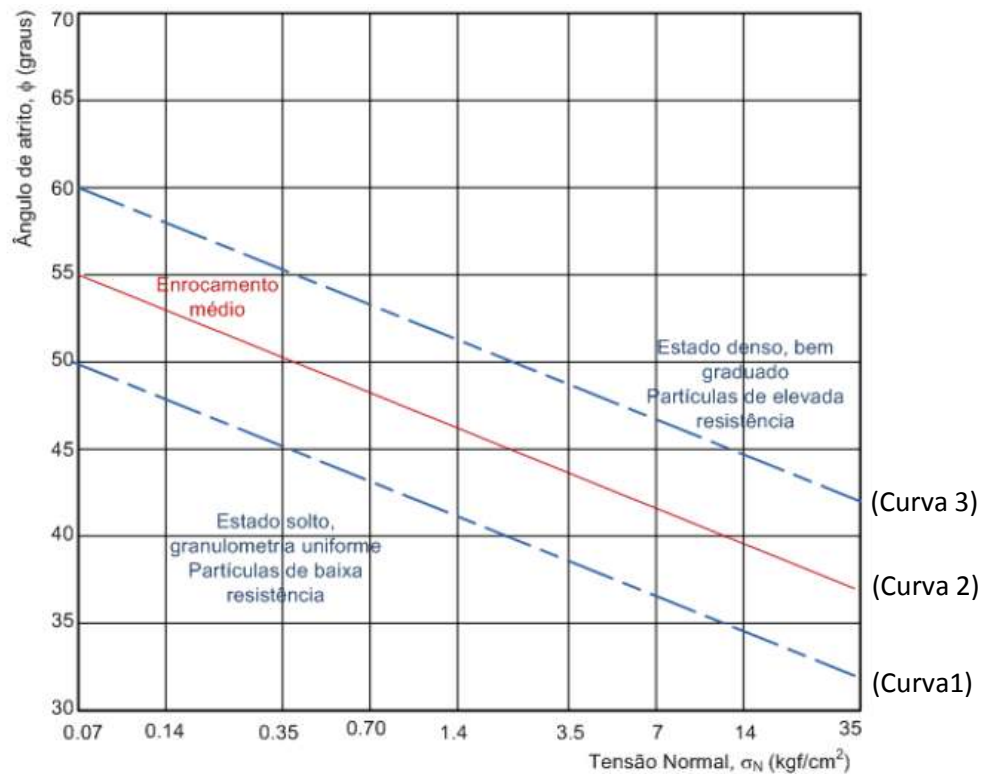


Figura 4.3: Influência do Estado de Tensão no Ângulo de Atrito Interno de Materiais de Enrocamento (adaptado de Leps, 1970)

4.3 ANÁLISES EFETUADAS

As análises foram desenvolvidas considerando as seguintes condições:

- Final de Construção – onde foram analisados os taludes de montante e jusante, considerando o parâmetro de pressão neutra (R_u) no núcleo de solo compactado;
- Regime Permanente de Operação – para o talude de jusante, com nível de água a montante na elevação normal, El. 89,60m. Considerando-se dissipação total do excesso de pressão neutra no núcleo de solo compactado;
- Análise Sísmica – considera os sismos induzidos pelo enchimento do reservatório da UHE Itaocara I adotando-se cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical.

Os fatores de segurança mínimos admissíveis para a estabilidade dos aterros considerados, de acordo com as Diretrizes de Projeto apresentadas pela ELETROBRÁS, com base no documento da US Army Corps of Engineers - EM 1110-2-1902 de 31/10/2003, foram 1,3 para a situação de final de construção, 1,5 para regime permanente de operação e 1,1 para as análises sísmicas.

Para os sistemas de drenagem interna, a vazão requerida, estimada a partir do coeficiente de permeabilidade de projeto e da geometria do elemento, deverá ser 10 vezes menor que o coeficiente de permeabilidade disponível, calculado a partir da geometria do elemento e das permeabilidades dos materiais que o conformam. Para os sistemas de drenagem horizontal, como o tapete drenante, o gradiente hidráulico equivalente não deverá ser superior a 0,10, enquanto para o sistema vertical o gradiente deverá ser inferior a 1,0.

5. RESULTADO DAS ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

A Tabela 5-1 apresenta o resumo dos resultados das vazões obtidas no sistema de drenagem interno para as seções de Barragem de Terra estudadas.

Tabela 5-1: Resumo dos Resultados das Vazões Obtidas no Sistema de Drenagem Interno

SEÇÃO TÍPICA	VAZÃO (m ³ /s/m)	
	FILTRO VERTICAL	TAPETE DRENANTE
DIQUE	2,75x10 ⁻⁷	2,15x10 ⁻⁶

5.1 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM INTERNO

Para a verificação das espessuras do filtro vertical, filtro inclinado e tapete drenante foi utilizada a equação de Darcy:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

Onde:

Q: vazão especificada (m³/s/m);

k: coeficiente de permeabilidade do material (m/s);

i: gradiente hidráulico ($\Delta H/\Delta L$);

A: é a área da seção transversal do filtro relativa a um metro de largura de barragem (m²/m).

Para a obtenção das vazões de projeto dos sistemas de drenagem foi adotada a seguinte metodologia:

A vazão do sistema de drenagem foi determinada utilizando-se as permeabilidades de projeto. Tendo como base a vazão de projeto foi determinado o coeficiente de permeabilidade requerido para drenar esta vazão. Este coeficiente de permeabilidade requerido foi comparado com o coeficiente de permeabilidade disponível determinado com base na geometria do sistema de drenagem e na permeabilidade dos materiais que o conformam.

Para o dimensionamento do sistema de drenagem interno foi utilizado como referência às máximas vazões obtidas nas análises de percolação.

A Figura 5-1 apresenta o resultado da análise de percolação da seção típica do Dique.

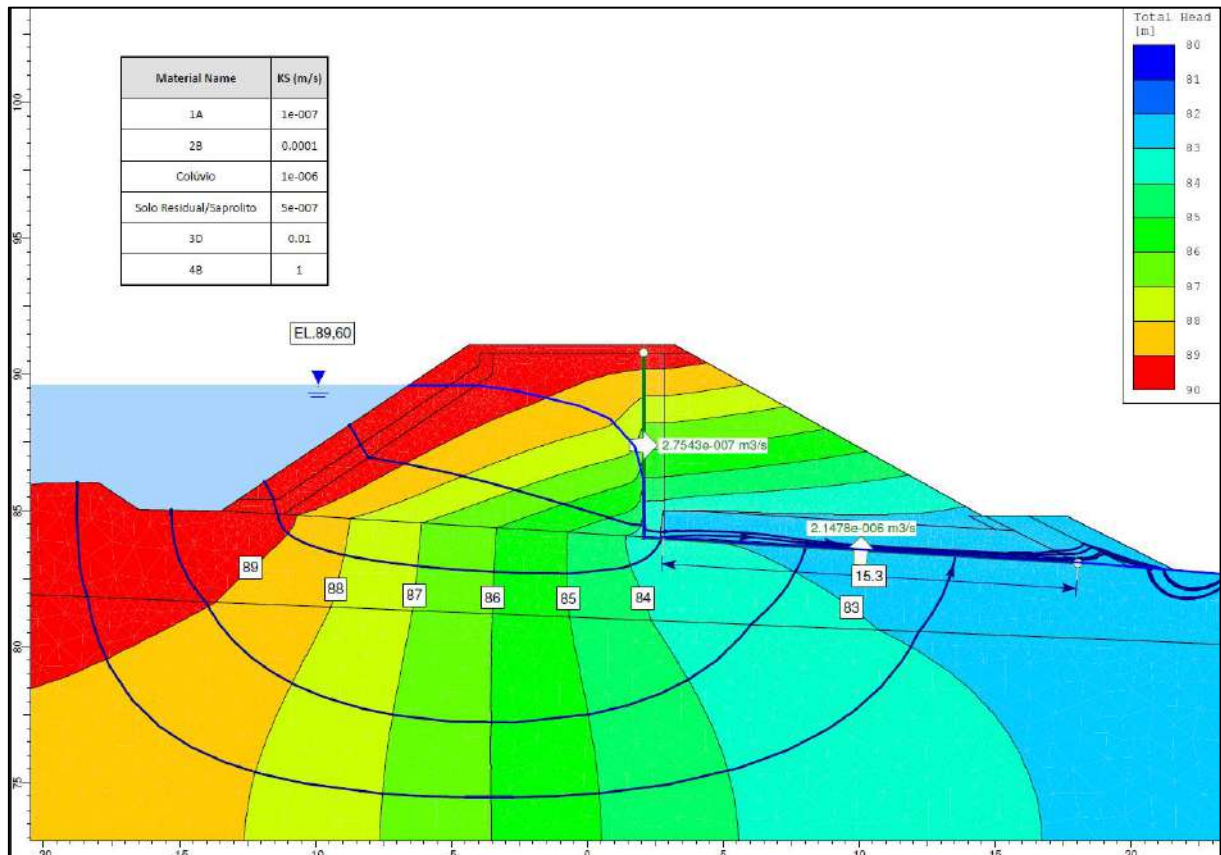


Figura 5-1 – Seção Típica – Análise de Percolação

- **FILTRO VERTICAL:**

Por critério construtivo determinou-se a espessura mínima para o filtro vertical igual a 0,70 m. Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s e gradiente hidráulico igual a 1,0, referente a um elemento drenante vertical, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A$$

$$Q_{\text{disponível}} = 1,0 \times 10^{-4} \times 1,0 \times 0,7 = 7,00 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como sendo o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 2,75 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$F.S. = \frac{7,00 \times 10^{-5}}{2,75 \times 10^{-7}} = 255 \geq 10 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do filtro vertical, a condição de drenagem é satisfeita:

- TAPETE DRENANTE

Inicialmente foi considerado um tapete drenante composto apenas por uma camada de 1,0m de areia. Admitindo a permeabilidade para a areia de $k = 1,0 \times 10^{-4}$ m/s, tem-se:

$$Q_{\text{disponível}} = k \cdot i \cdot A$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 1,0 / 15,3 = 0,065;$$

$$A = e \times 1,0 = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$Q_{\text{disponível}} = 1,0 \times 10^{-4} \times 0,065 \times 1,0 = 6,50 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Adotando-se o $Q_{\text{requerida}}$ como sendo o valor encontrado na análise de percolação, tem-se um fator de segurança de:

$$Q_{\text{requerida}} = 2,75 \times 10^{-7} + 2,15 \times 10^{-6} = 2,43 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$F.S. = \frac{6,50 \times 10^{-6}}{2,43 \times 10^{-6}} = 2,67 \leq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{NÃO OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal, a condição de drenagem não é satisfeita.

Em seguida foi considerado o tapete drenante composto de 03 (três) camadas de material drenante: Areia (0,20 m) + Transição Fina (0,60 m) + Areia (0,20 m), totalizando a espessura de 1,00 m.

Na equação $Q = k \cdot i \cdot A$, foram adotados:

$$k = k_{\text{equivalente}} = (0,20 \times 1 \times 10^{-4} + 0,60 \times 1 \times 10^{-2} + 0,20 \times 1 \times 10^{-4}) / 1,00 = 6,04 \times 10^{-3} \text{ m/s}/\text{m};$$

$$i = \Delta H / \Delta L = 1,0 / 15,3 = 0,065;$$

$$A = e \times 1,0 = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m}^2/\text{m};$$

$$Q_{\text{disponível}} = 6,04 \times 10^{-3} \times 0,065 \times 1,0 = 3,93 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Como o $Q_{\text{requerida}} = 2,43 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, tem-se um fator de segurança:

$$F.S. = \frac{3,93 \times 10^{-4}}{2,43 \times 10^{-6}} = 162 \geq 10 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

Portanto, para esta configuração do tapete horizontal a condição de drenagem é satisfeita.

6. RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A Tabela 6-1 apresenta o resumo dos resultados obtidos para as análises de estabilidade efetuadas.

Tabela 6-1: Resumo dos Resultados das Análises de Estabilidade

SEÇÃO TÍPICA	ANÁLISE	TALUDE	FS MÍNIMO EXIGIDO	FS MÍNIMO OBTIDO	VERIFICAÇÃO
DIQUE	FINAL DE CONSTRUÇÃO	MONTANTE	1,32	1,3	OK
		JUSANTE	2,02	1,3	OK
	FINAL DE CONSTRUÇÃO (COM SISMO)	MONTANTE	1,03	1,0	OK
		JUSANTE	1,81	1,0	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO	JUSANTE	1,91	1,5	OK
	REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO (COM SISMO)	JUSANTE	1,53	1,0	OK

As Figuras 6-1 a 6-6 apresentam os resultados das análises de estabilidade da seção típica do Dique.

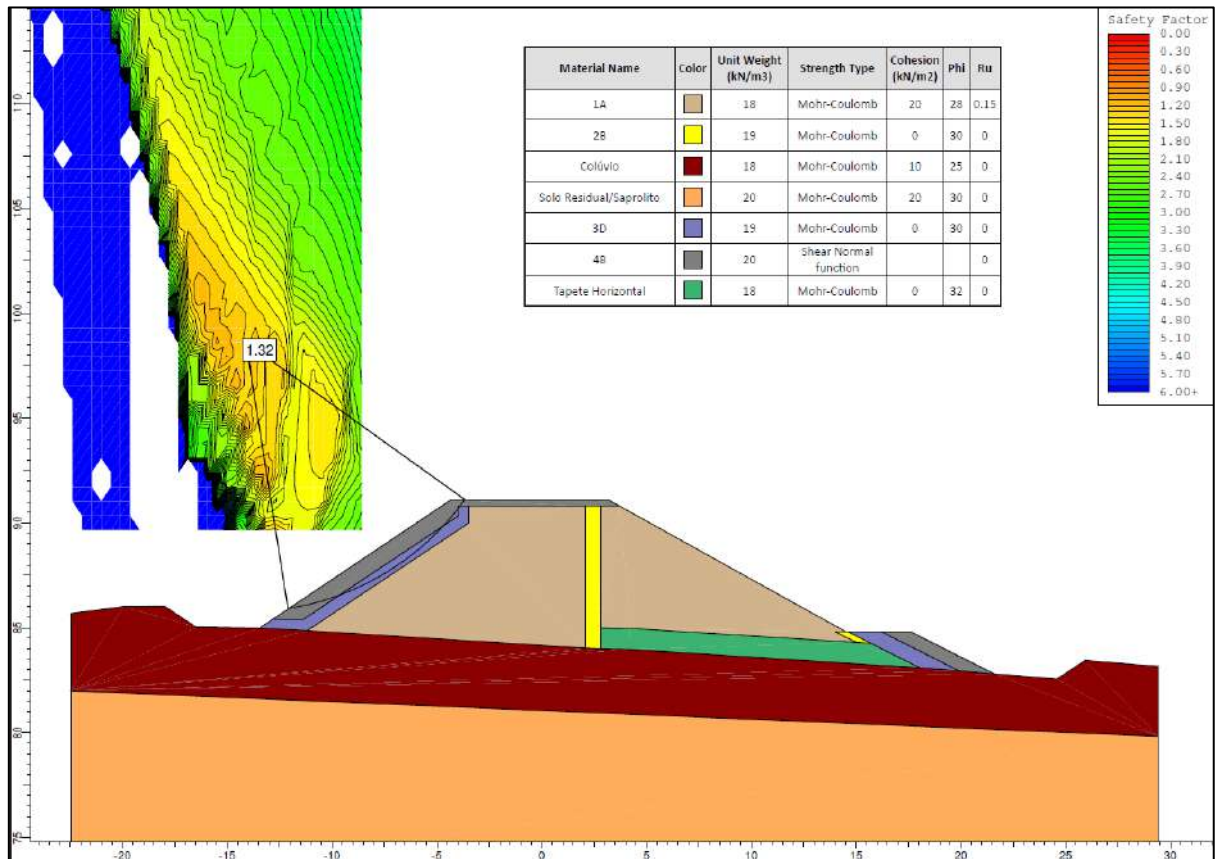


Figura 6-1 – Final de Construção Montante

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

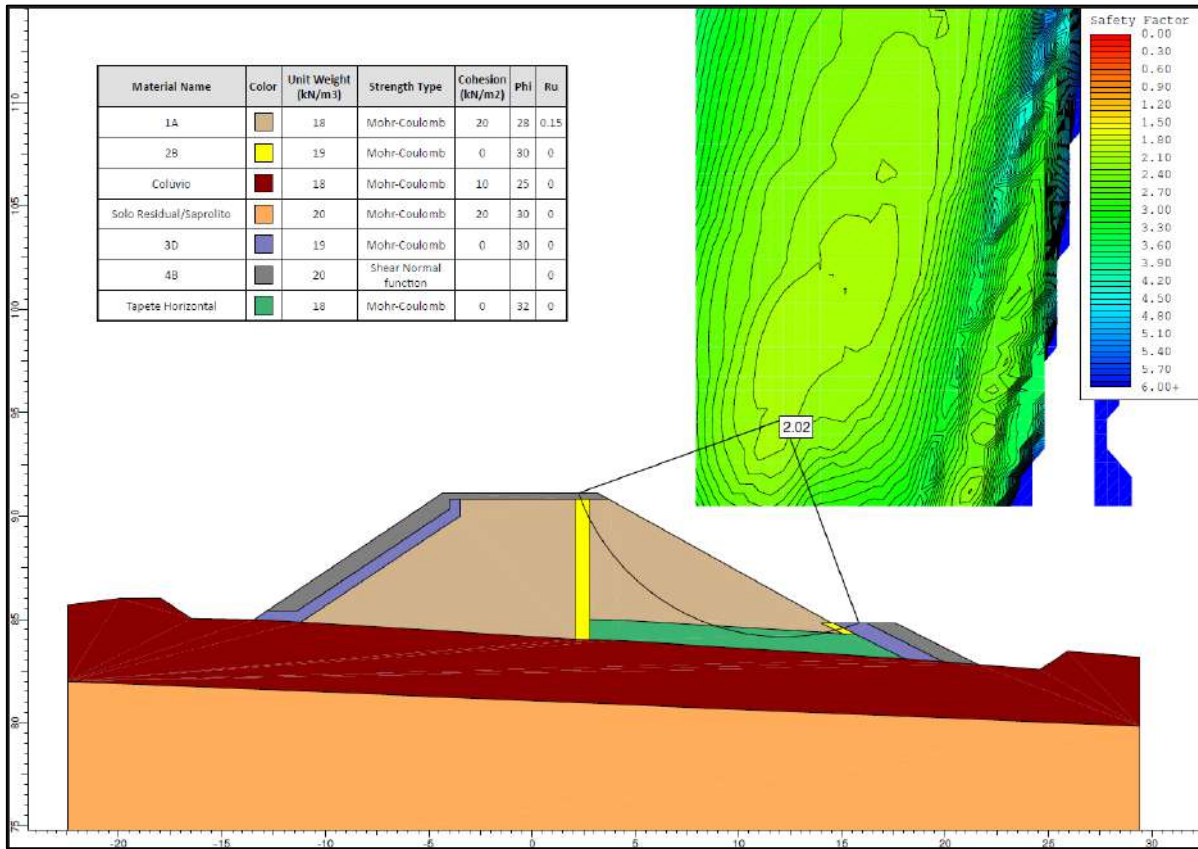


Figura 6-2 – Final de Construção Jusante

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

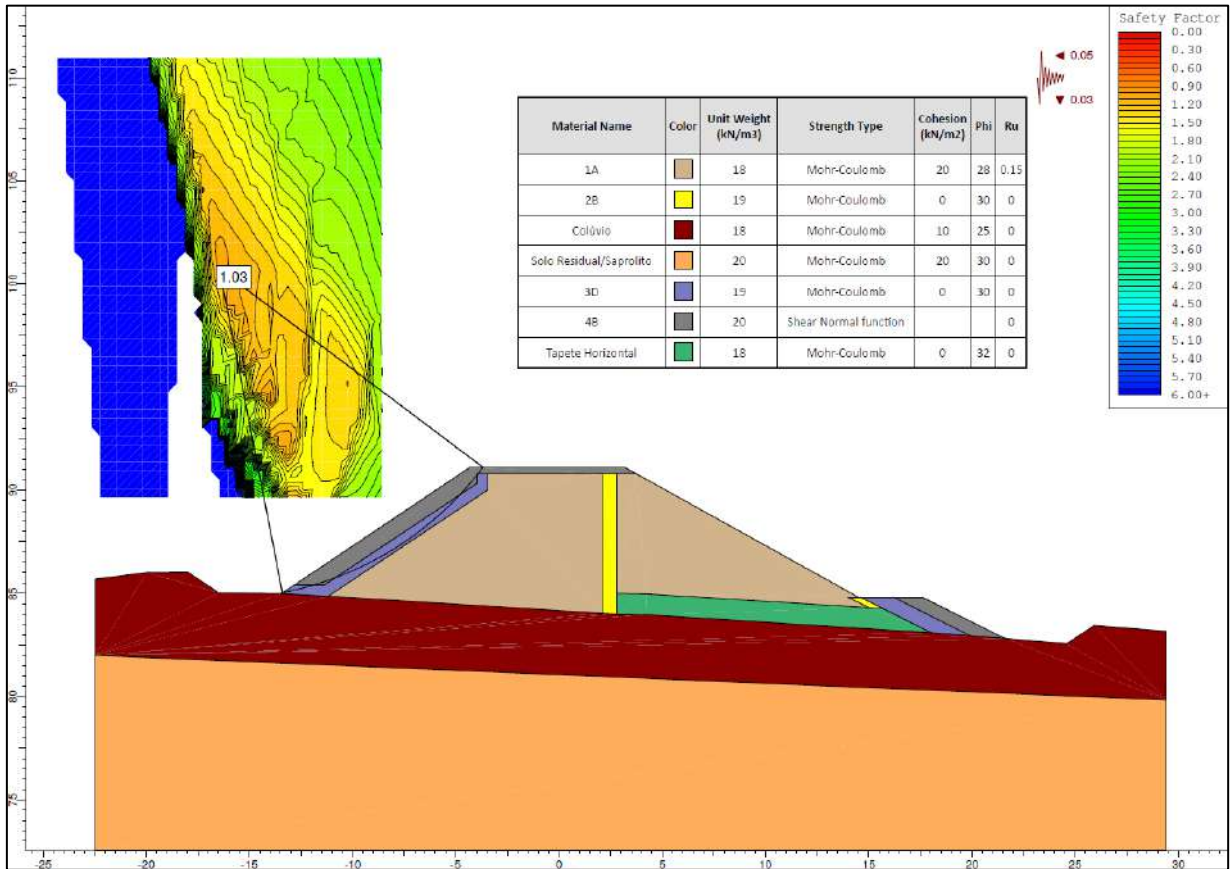


Figura 6-3 – Final de Construção Montante – Com Sismo

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

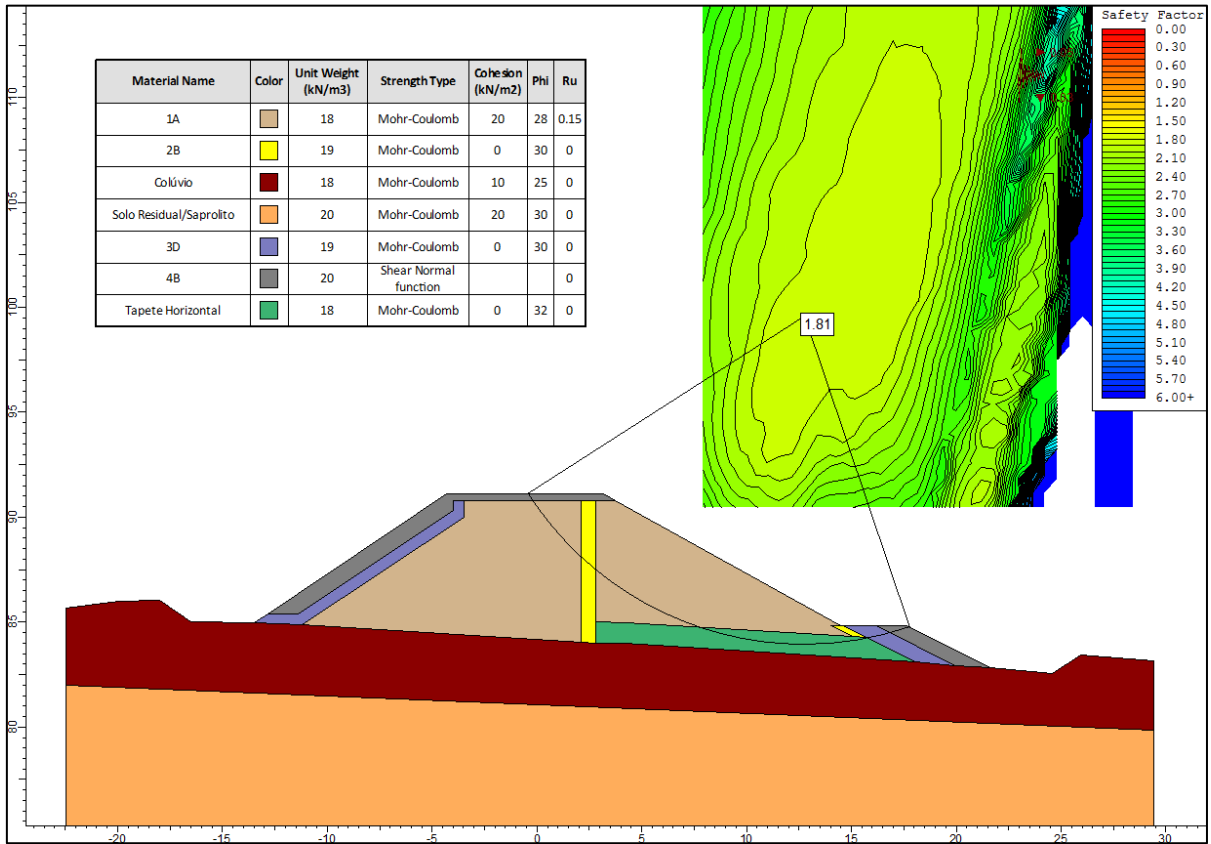


Figura 6-4 – Final de Construção Jusante – Com Sismo

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

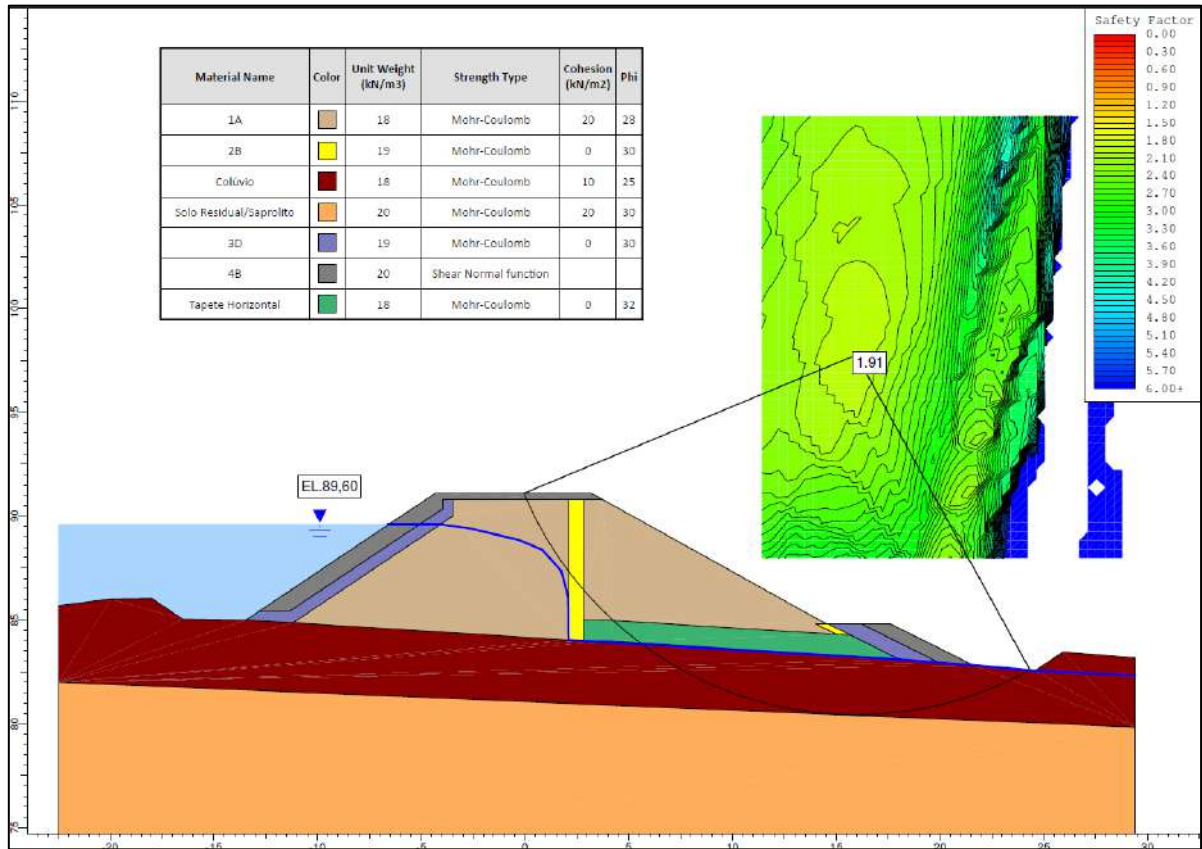


Figura 6-5 – Regime Permanente de Operação

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

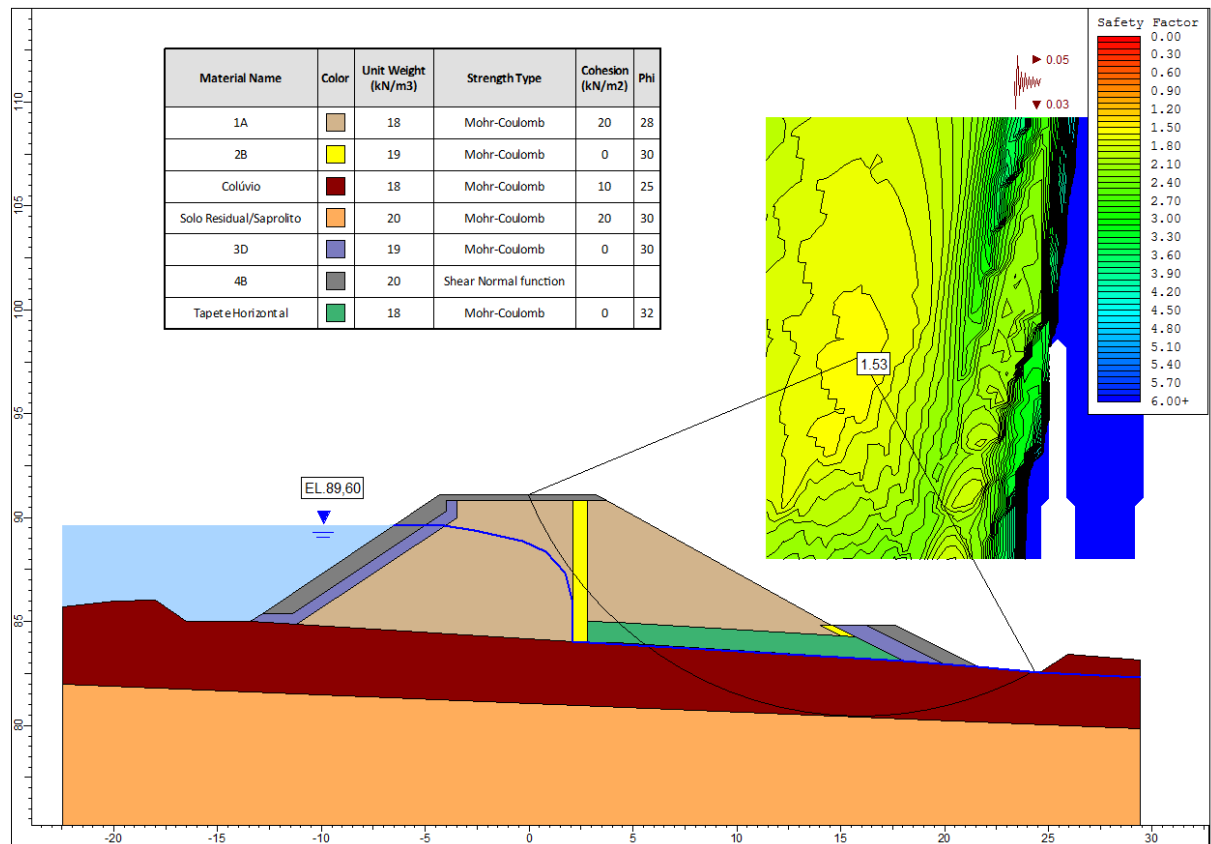


Figura 6-6 – Regime Permanente de Operação – Com Sismo

7. CONCLUSÃO

Ao comparar os fatores de segurança mínimos obtidos através das análises computacionais de percolação e estabilidade com os valores preconizados pela US Army Corps of Engineers para ruptura dos taludes de jusante e montante, conclui-se que os taludes e o sistema de drenagem propostos para o Dique da UHE Itaocara I estão em conformidade com os fatores de segurança mínimos admissíveis.

8. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas. Eletrobrás (Janeiro/2000).

EM 1110-2-1902 – *Engineering and Design – Slope Stability.* Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. Washington, DC., 31 October 2003.

Leps, T.M. (1970). *Review of Shearing Strength of Rockfill.* J. of the Soil Mech, and Found, Div., Am. Soc. Of Civil Eng., Vol. 96, No. SM4, Proc. Paper 7394, July, pp. 1159-1170.


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

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

1	Emissão Final	MMPS	MKT	MAI/15
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
PROJETO BÁSICO				
				

UHE ITAOCARA I

Preparado	MMPS	Aprov.	Marcelo K. Turqueti Gerente do Projeto	Nº VLB	Rev.
Conferido	RRB			1530-IT-B-MC-C11-0001	1
Visto	MKT	Aprov.	José H. R. Lopes Resp. Técnico	Nº do Cliente	Rev.
Data	MAI/15		MG-12545/D		

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA
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.....	8
2. ESTRUTURA.....	10
2.1 GEOMETRIA.....	10
3. CASOS DE CARREGAMENTO.....	12
3.1 CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN.....	14
3.2 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1.....	15
3.3 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2.....	17
3.4 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3.....	18
3.5 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4.....	20
3.6 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1.....	21
3.7 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2.....	22
3.8 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3.....	24
4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	26
4.1 CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN.....	26
4.2 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1.....	28

UHE ITAOCARA I

4.3	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2.....	30
4.4	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3.....	32
4.5	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4.....	34
4.6	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1.....	36
4.7	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2.....	38
4.8	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3.....	40
5.	TENSÕES NA BASE	42
5.1	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN	43
5.2	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1.....	44
5.3	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2.....	45
5.4	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3.....	46
5.5	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4.....	48
5.6	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1.....	49
5.7	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2.....	50
5.8	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3.....	51
6.	COEFICIENTES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS.....	53
6.1	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN	53
6.2	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1.....	53
6.3	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2.....	53
6.4	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3.....	54
6.5	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4.....	54
6.6	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1.....	55
6.7	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2.....	56
6.8	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3.....	56
7.	CONCLUSÃO	57
	ANEXO A – UHE ITAOCARA I – JUSTIFICATIVA SOBRE ADOÇÃO DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS NA INTERFACE ROCHA/CONCRETO	58

PROJETO BÁSICO
CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

Esta memória de cálculo tem como objetivo apresentar a análise de estabilidade da Casa de Força e Tomada de Água da UHE Itaipava I.

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 “m²” e os volumes em “m³”.

1.3 COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF

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

Onde:

CSF – Coeficiente de segurança à flutuação;

ΣV – Somatório das forças gravitacionais;

ΣU – 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;

ΣM_E – Somatório dos momentos estabilizantes;

ΣM_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

<p>SEM COESÃO</p> $\frac{\Sigma N_i T g \phi_i}{\Sigma T_i} \geq CSD_\phi$	<p>COM COESÃO</p> $\frac{\frac{\Sigma N_i t g \phi_i}{CSD_\phi} + \frac{\Sigma C_i A_i}{CSD_c}}{\Sigma T_i} \geq 1,0$
--	---

Onde:

CSD_ϕ – Coeficiente de ponderação relativo ao atrito;

CSD_c – Coeficiente de ponderação relativo à coesão;

N_i – Força normal à superfície de escorregamento em análise;

ϕ_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	Casos de Carregamentos
-----------------	------------------------

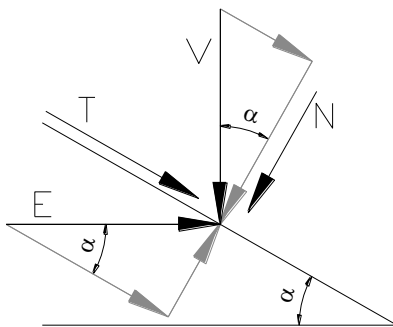
segurança	CCN	CCE	CCL	CCC
CSD_c	3,00	1,50	1,30	2,00
CSD_\emptyset	1,50	1,10	1,10	1,30

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:

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

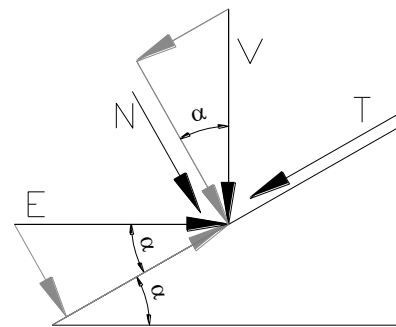
As forças normais (N) e tangenciais (T) dependem do sentido de inclinação do plano em que atuam e são obtidas a partir das forças verticais e horizontais pelas expressões:



Plano Descendente

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

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



Plano Ascendente

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

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

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.

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

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

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

Para as estruturas providas de sistema de drenagem, 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.

Nos pontos situados entre as extremidades de montante e de jusante, os valores da subpressão deverão ser ajustados aos seguintes critérios:

Drenos Operantes

Na linha de drenos será igual à coluna de água correspondente ao nível de jusante acrescido de 1/3 da diferença entre as pressões de água de montante e de jusante, isto é:

$$H_d = H_j + \frac{H_m - H_j}{3}$$

Se o piso da galeria estiver situado acima do nível de água de jusante, a pressão na linha de drenos será calculada como se o nível de jusante seja coincidente com o piso da galeria.

Drenos Inoperantes

A pressão varia linearmente entre os valores de H_m e H_j , definidos e localizados nas mesmas condições do item anterior.

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^2 .

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:

λ - Aceleração horizontal;

H - Profundidade máxima;

ϖ - 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-C11-0001 e 0004 - Projeto Básico – Casa de Força e Tomada de Água - Arranjo – Plantas e Cortes;

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

ELETROBRÁS. 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.

2. ESTRUTURA

2.1 GEOMETRIA

Apresenta-se, a seguir, a geometria da estrutura da Casa de Força e Tomada de Água.

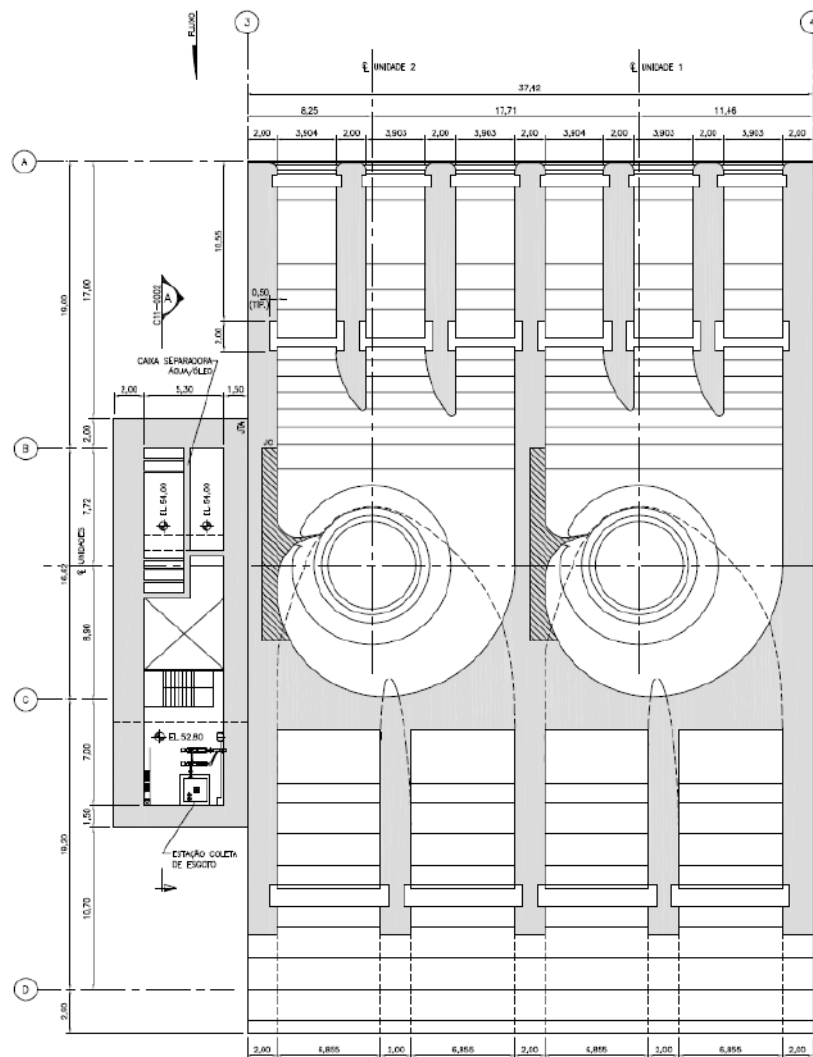


Figura 2.1 – Casa de Força e Tomada de Água – Planta Circuito Hidráulico

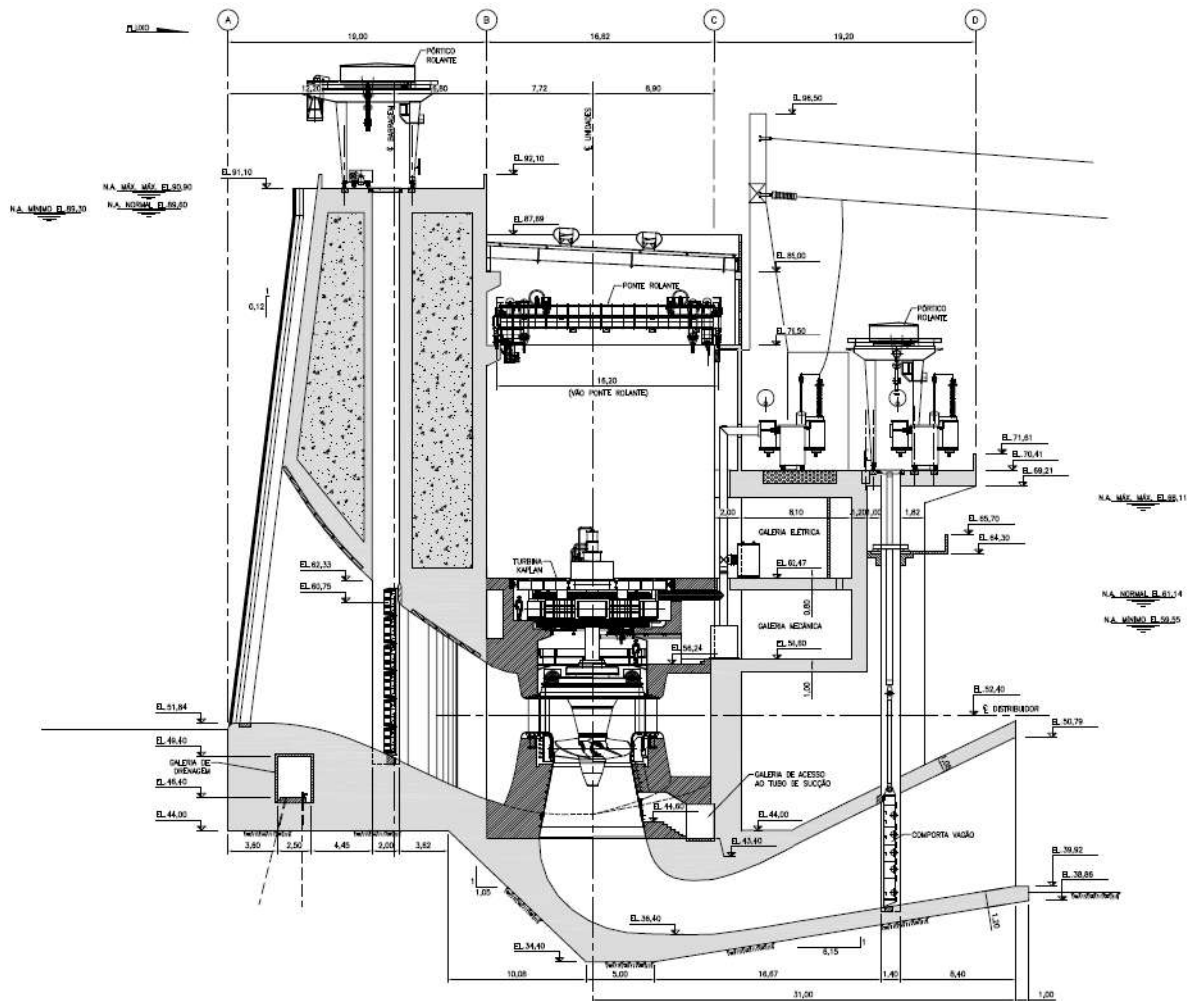


Figura 2.2 – Casa de Força e Tomada de Água – Corte Transversal

3. CASOS DE CARREGAMENTO

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

Caso de Carregamento	N.A. Montante	N.A. Jusante	Drenos	Observações
CCN	89,60	61,14	100% Operantes	-
CCE 1	90,90	68,11	100% Operantes	-
CCE 2	89,60	61,14	100% Inoperantes	-
CCE 3	89,60	61,14	100% Operantes	Sismo
CCE 4	89,60	53,00	100% Operantes	Parada forçada das máquinas
CCL 1	90,90	68,11	100% Inoperantes	Peso de Água - 1 Unidade Geradora
CCL 2	90,90	68,11	100% Operantes	Sismo
CCL 3	89,60	61,14	100% Inoperantes	Sismo

- CCN – Caso de Carregamento Normal: Nível de água máximo normal à montante e à jusante e drenos 100% operantes;
- CCE1 – Caso de Carregamento Excepcional 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante e drenos 100% operantes;
- CCE2 – Caso de Carregamento Excepcional 2: Nível de água máximo normal à montante e à jusante e drenos 100% inoperantes;
- CCE3 – Caso de Carregamento Excepcional 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% operantes e efeito sísmico;
- CCE4 – Caso de Carregamento Excepcional 4: Nível de água máximo normal à montante; nível máximo à jusante no canal de fuga após parada forçada das unidades geradoras e drenos 100% operantes;
- CCL1 – Caso de Carregamento Limite 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante, drenos 100% inoperantes e considerando peso de água dentro de uma unidade geradora;
- CCL2 – Caso de Carregamento Limite 2: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante, drenos 100% operantes e efeito sísmico;
- CCL3 – Caso de Carregamento Limite 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% inoperantes e efeito sísmico.

Apresenta-se no item 4, o cálculo da estabilidade da Casa de Força e Tomada de Água da UHE Itacara I, conforme o modelo apresentado a seguir.

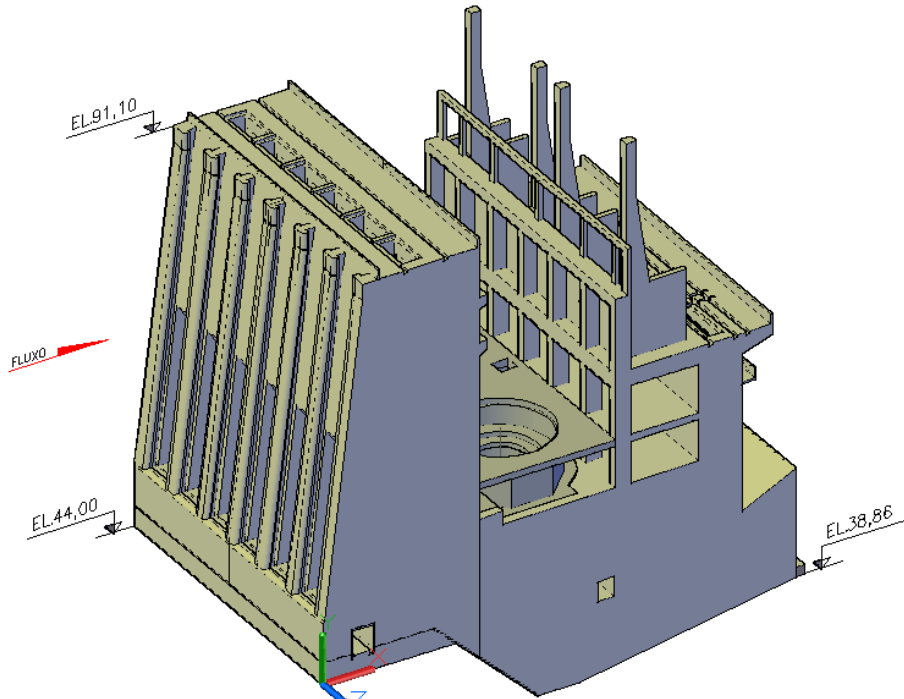


Figura 3.1 – Casa de Força e Tomada de Água – Visualização 3D – Vista de montante

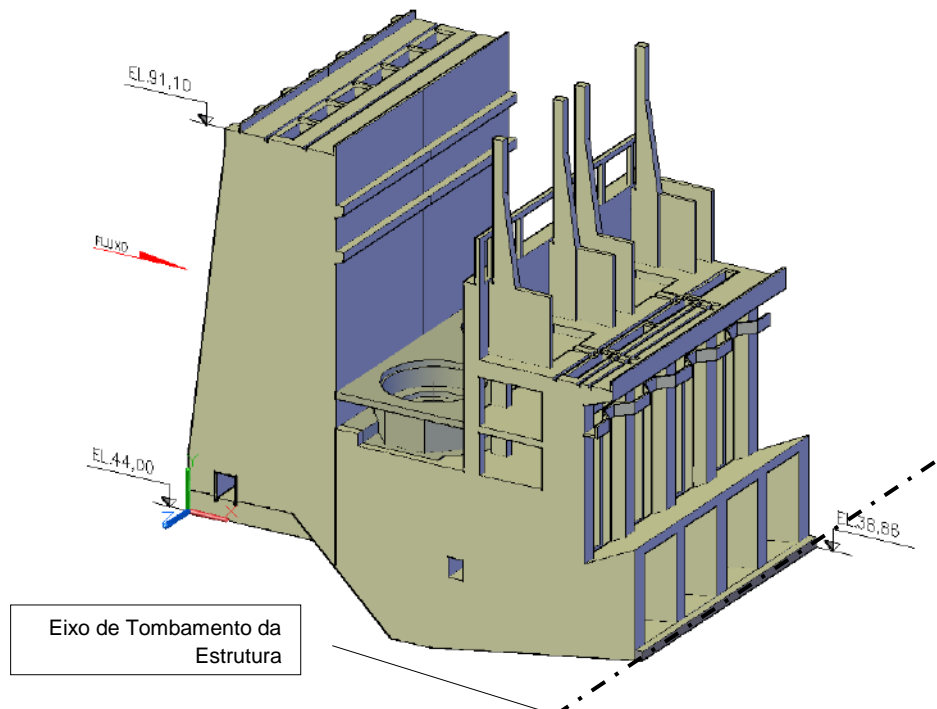


Figura 3.2 – Casa de Força e Tomada de Água – Visualização 3D – Vista de jusante

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

Drenos 100% operantes.

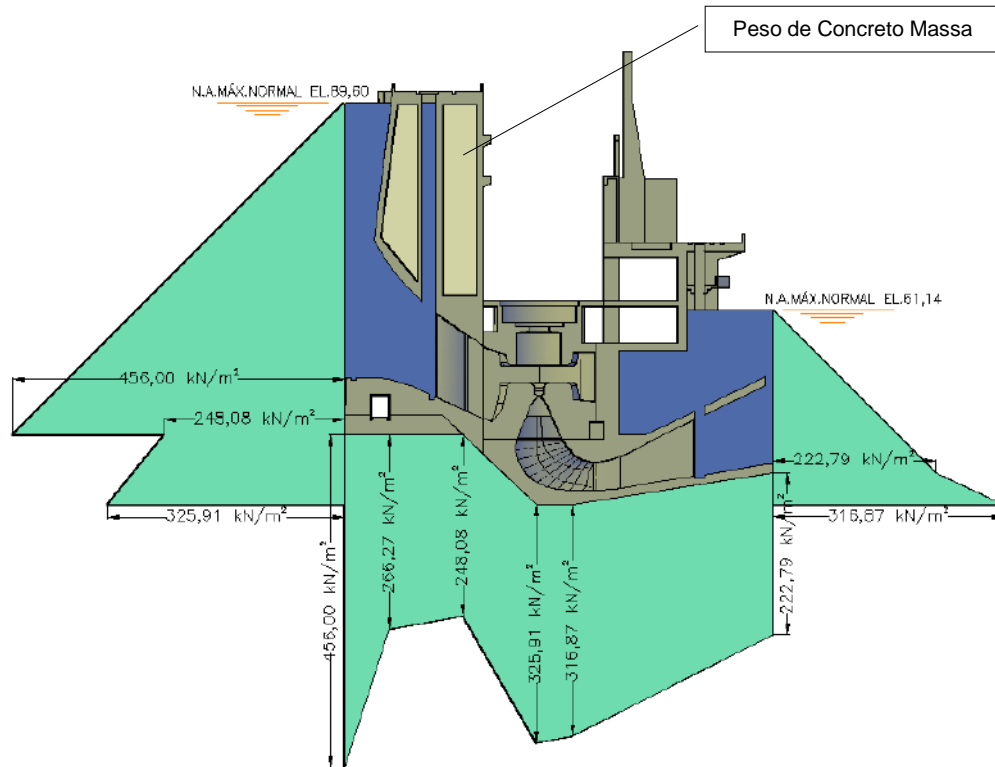


Figura 3.3 – Carregamentos CCN – Seção

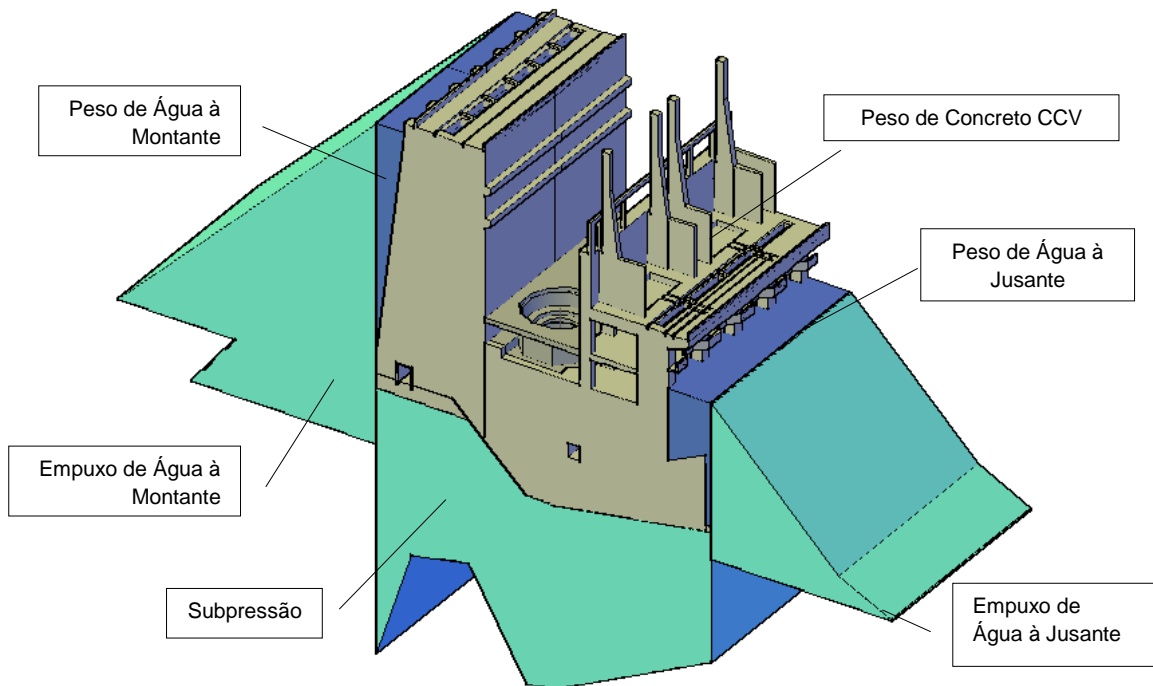


Figura 3.4 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

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

Drenos 100% operantes.

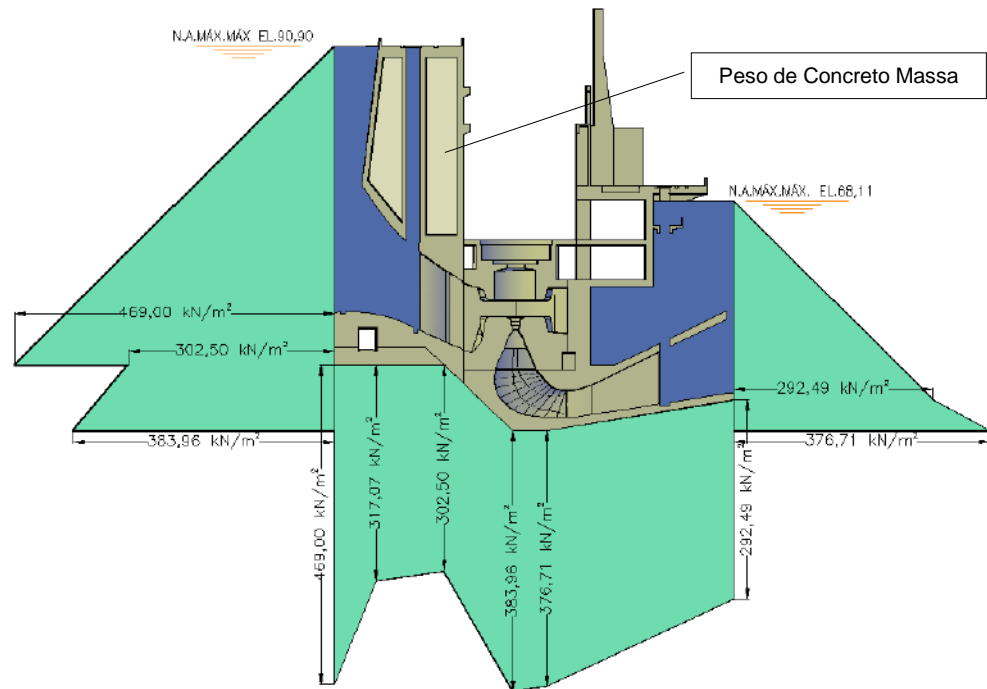


Figura 3.5 – Carregamentos CCE1 – Seção

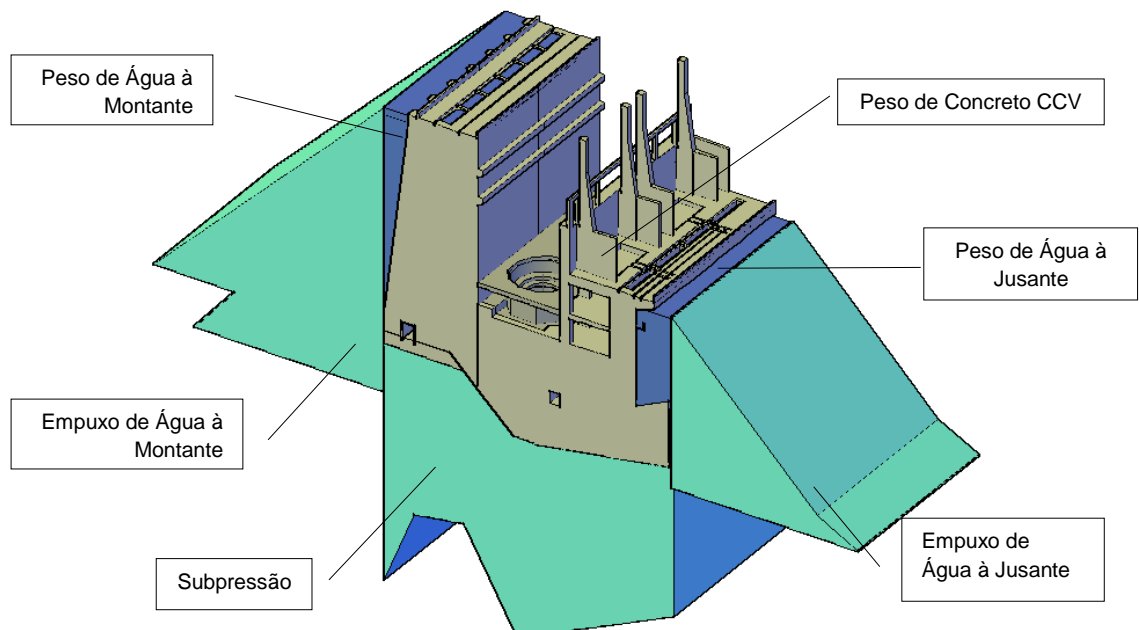


Figura 3.6 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

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

Drenos 100% inoperantes.

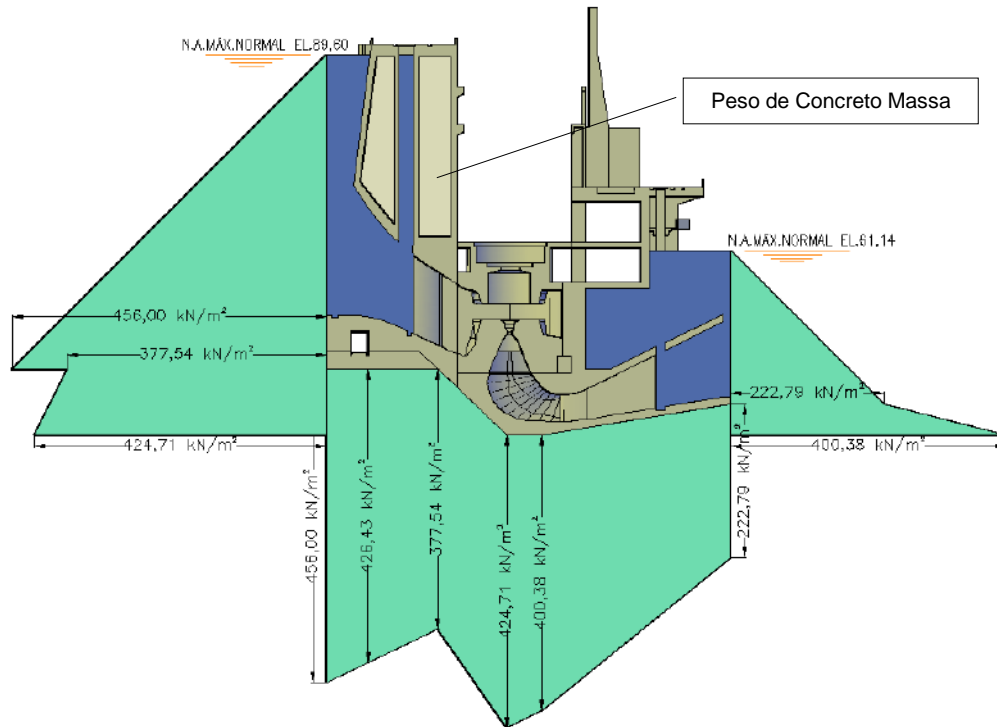


Figura 3.7 – Carregamentos CCE2 – Seção

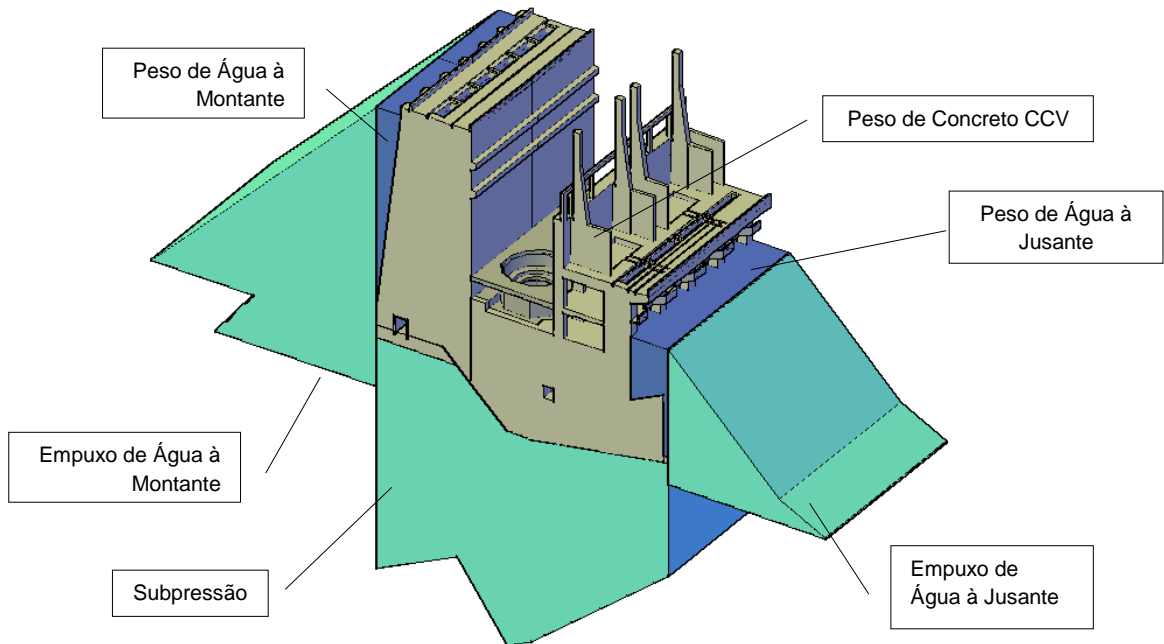


Figura 3.8 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

3.4 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

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

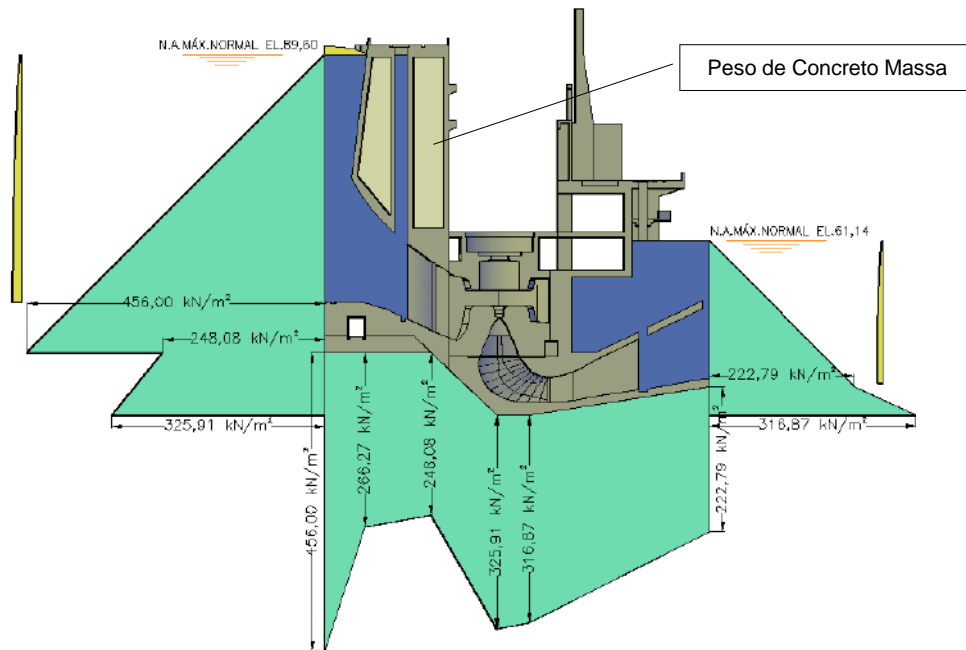


Figura 3.9 – Carregamentos CCE3 – Seção

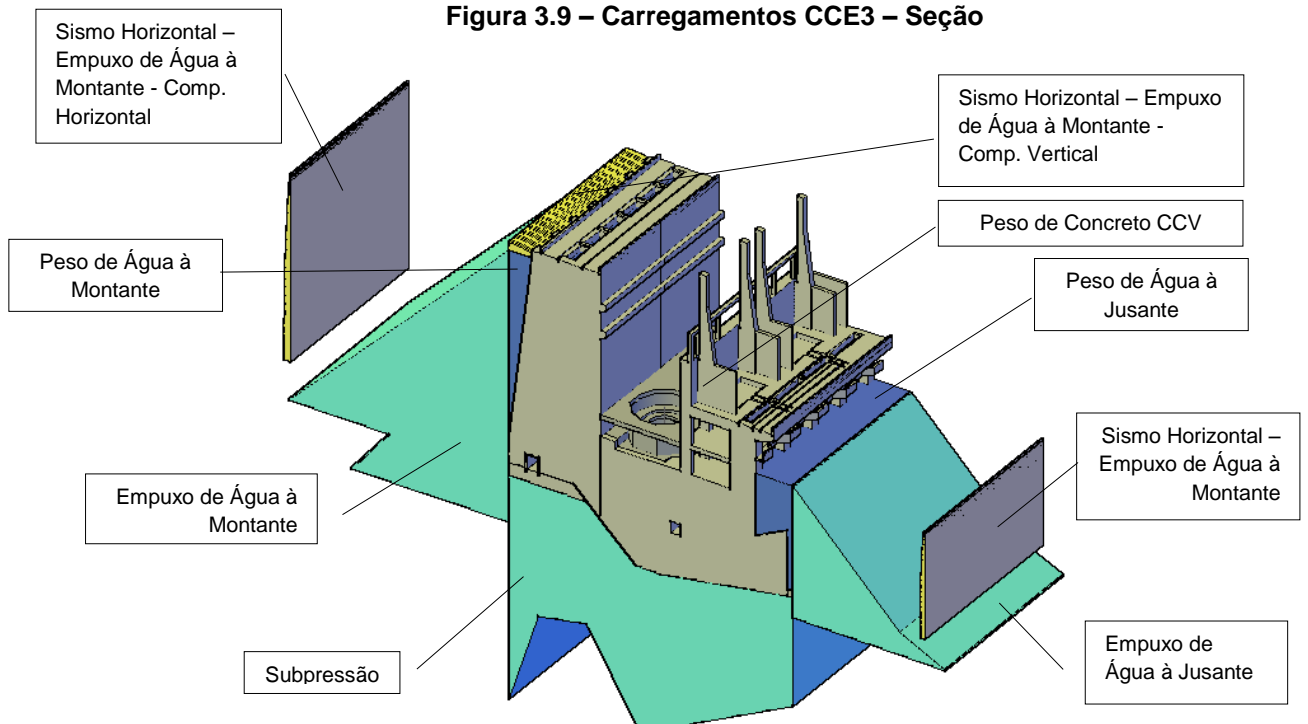


Figura 3.10 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

3.5 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

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

N.A. Máximo no Canal de Fuga (parada forçada das máquinas): 53,00 m

Drenos 100% operantes.

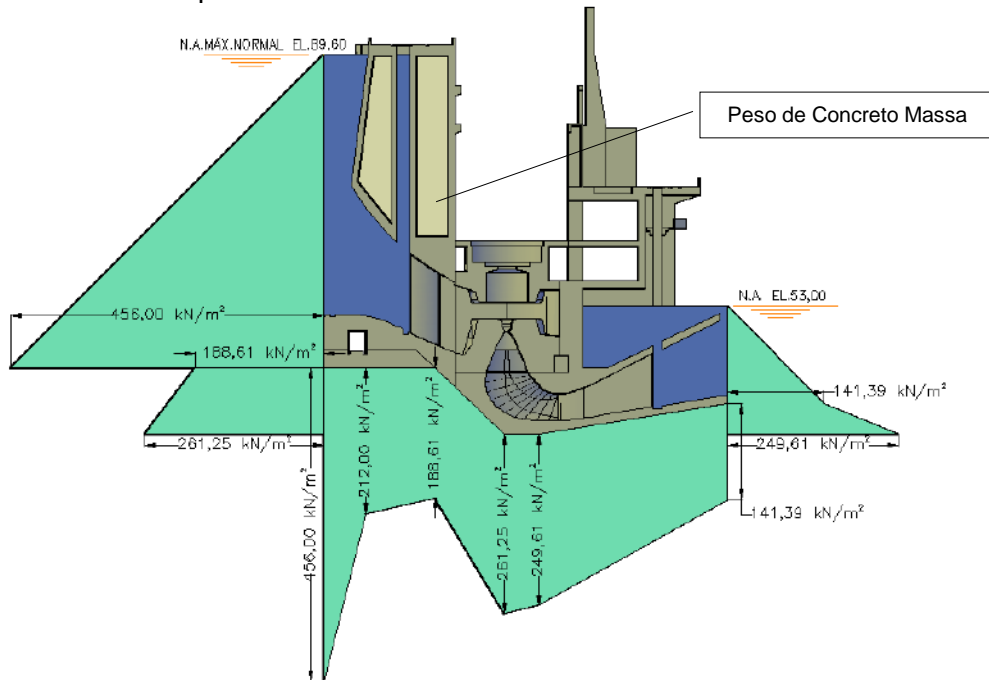


Figura 3.11 – Carregamentos CCE4 – Seção

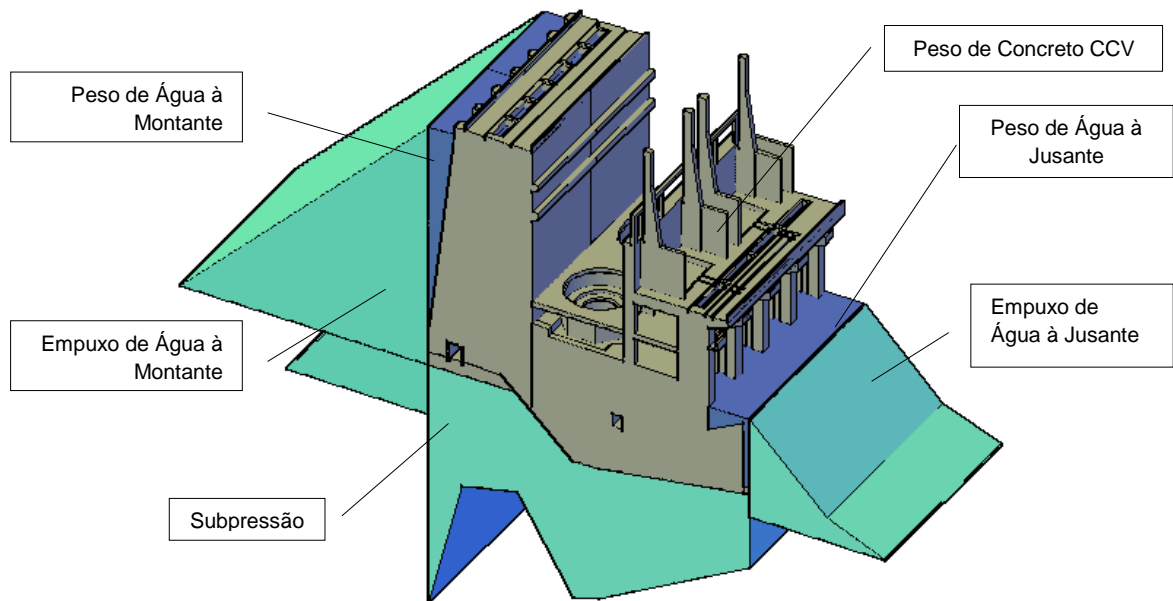


Figura 3.12 – Carregamentos CCE4 – Visualização 3D

3.6 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes.

Peso de água dentro de uma unidade geradora

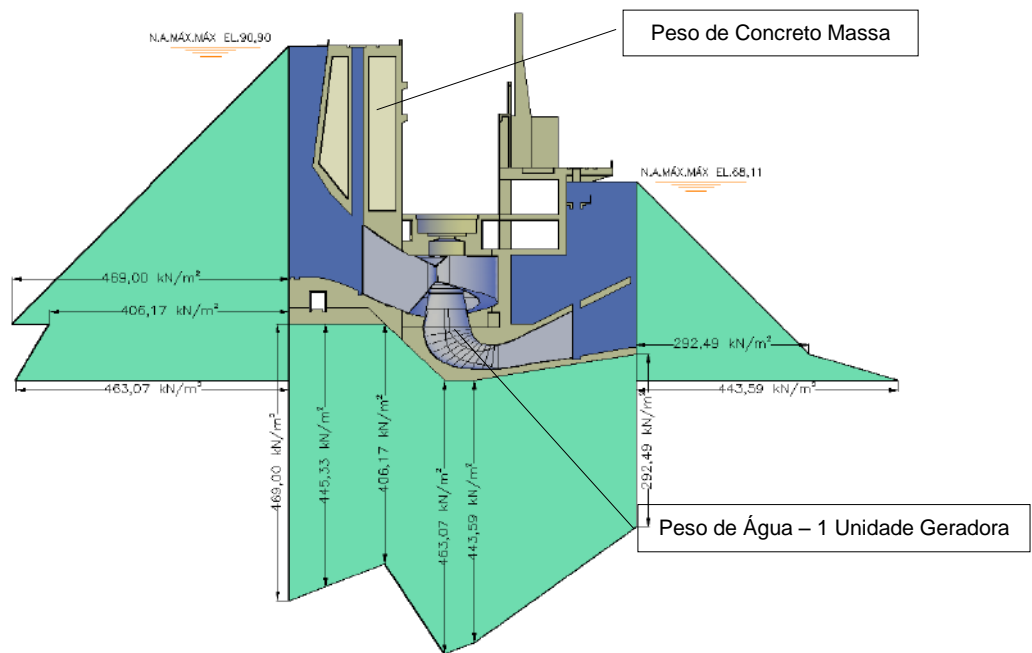


Figura 3.13 – Carregamentos CCL1 – Seção

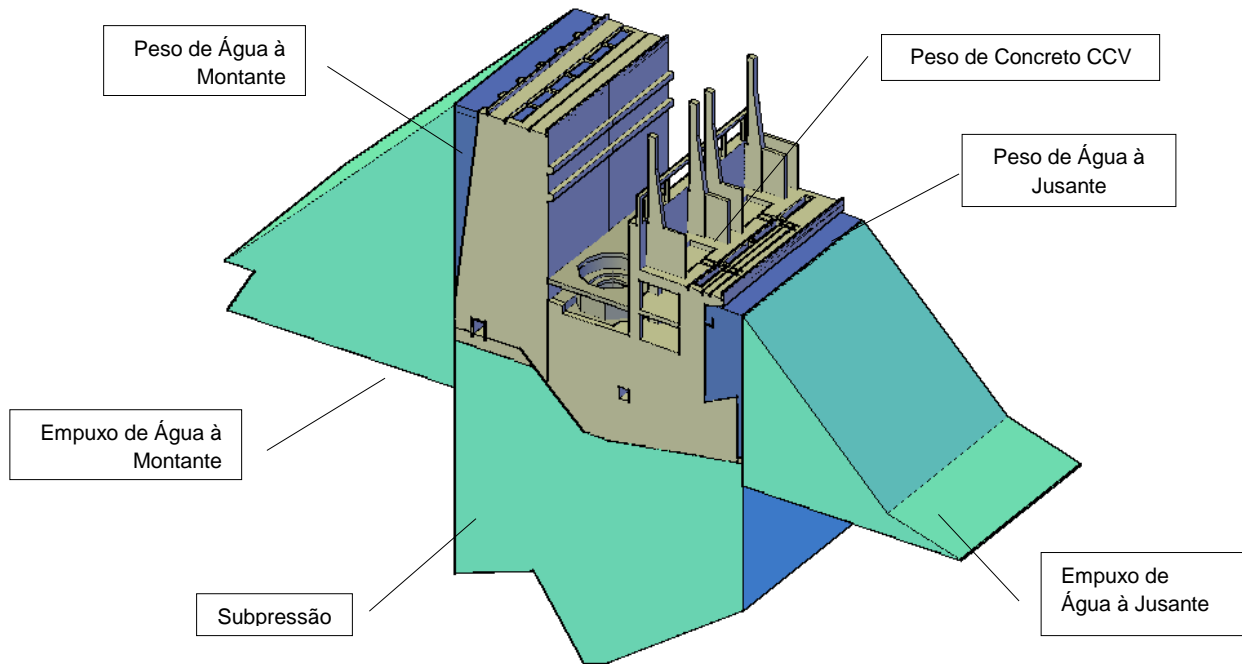


Figura 3.14 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

3.7 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes.

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

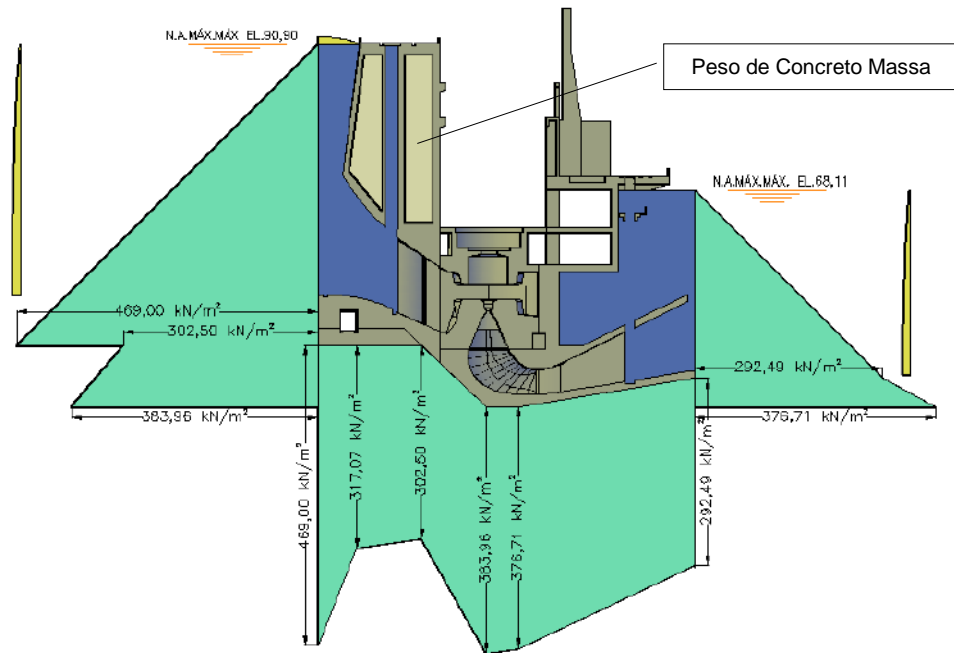


Figura 3.15 – Carregamentos CCL2 – Seção

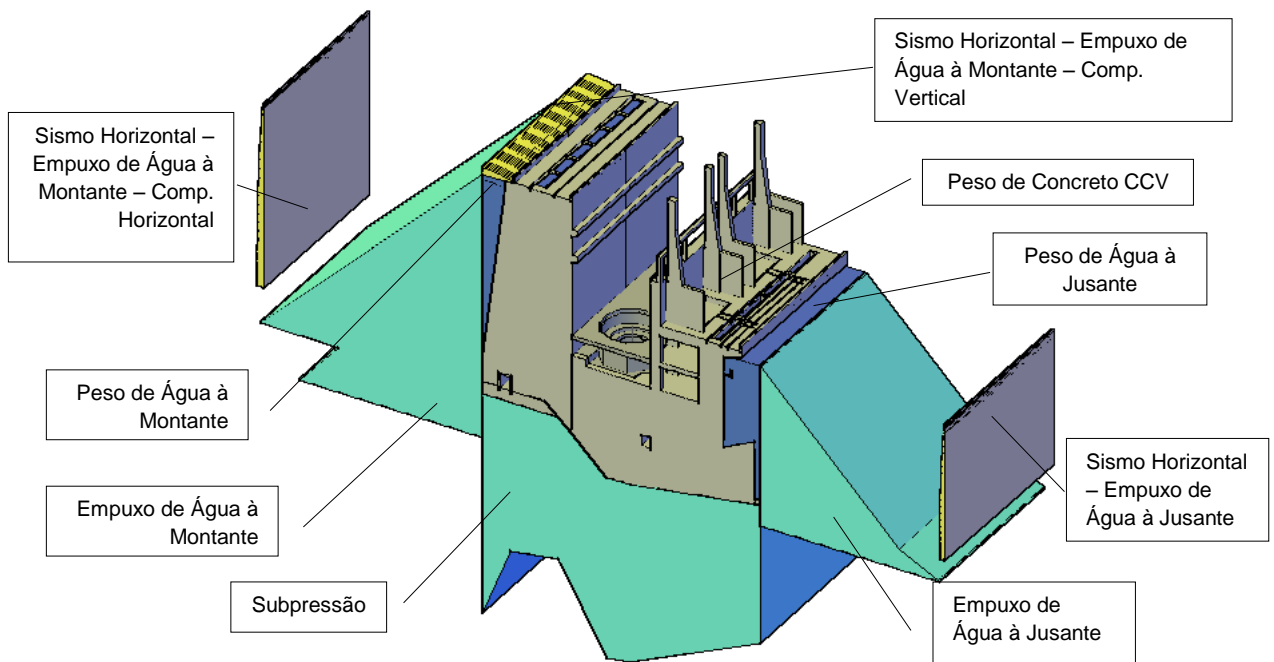


Figura 3.16 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

3.8 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

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

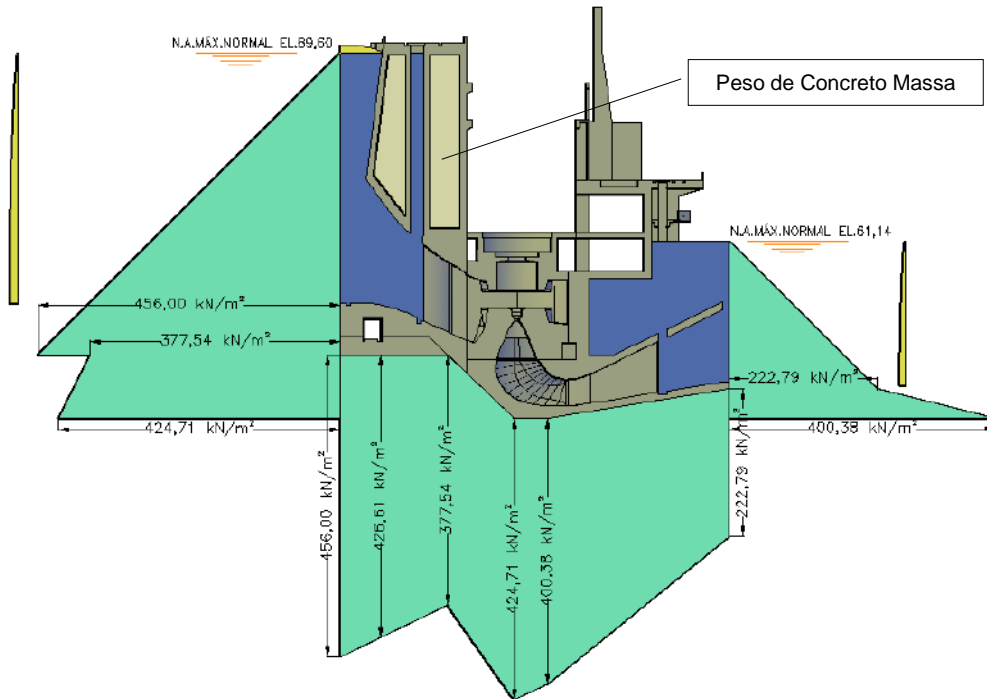


Figura 3.17 – Carregamentos CCL3 – Seção

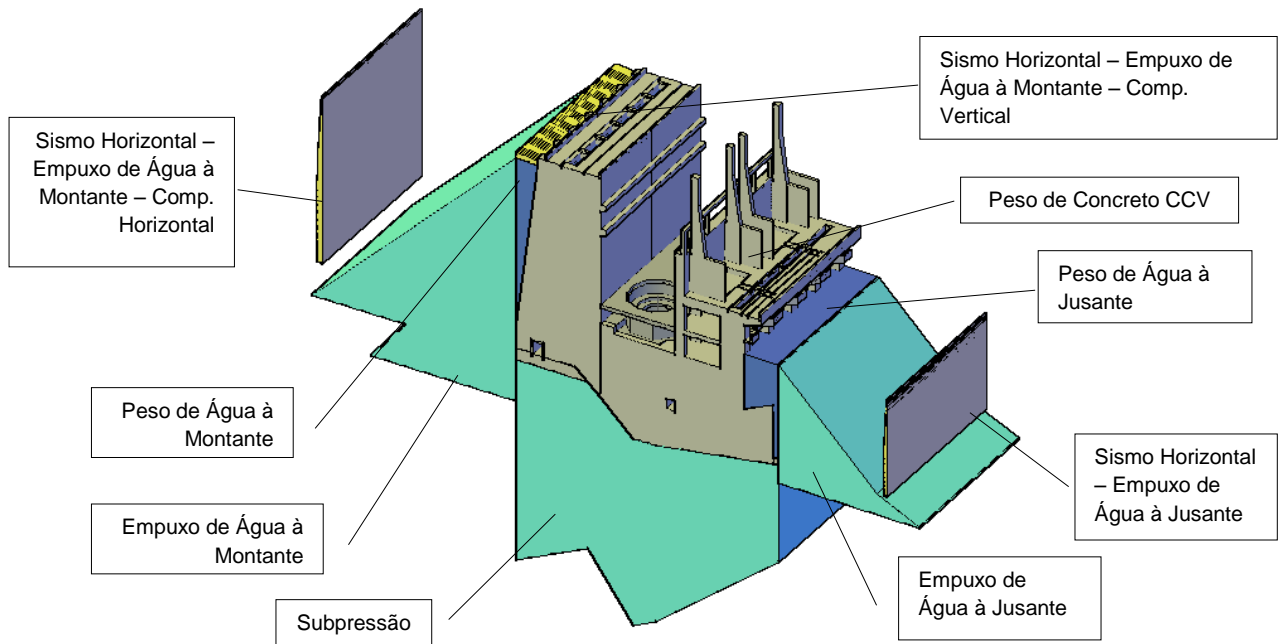


Figura 3.18 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2, CCE3 e CCE4) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) 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 - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.208,93	10,00	V ₃ = -102.089,30	53,26		M ₃ = 5.437.276,12
Peso de Água à Jusante	10.412,61	10,00	V ₄ = -104.126,10	8,54		M ₄ = 889.236,89
Empuxo de Água à Montante	49.214,69	10,00	T ₁ = 492.146,90		16,10	M ₅ = -7.923.565,09
Empuxo de Água à Jusante	13.791,01	10,00	T ₂ = -137.910,10		4,23	M ₆ = 583.359,72
Subpressão	62.512,10	10,00	U = 625.121,00	30,55		M ₇ = -19.097.446,55

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 58,72 Y_t = - 5,14

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	1.134.316,04 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6$
$\Sigma U =$	625.121,00 kN	$\Sigma M_E =$ 40.193.423,68 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	509.195,04 kN	
$\Sigma T_1, \text{MONTANTE} = T_1$	492.146,90 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_7$
$\Sigma T_1, \text{JUSANTE} = T_2$	137.910,10 kN	$\Sigma M_T =$ 27.021.011,64 kNxm

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,81 >	1,30 OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,49 <	1,50 (VER ITEM 1.4.) BASE 100% COMPRIMIDA

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	32.198,46	37.713,22	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	62.130,05	62.381,38	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	100.899,75	78.762,85	43,6	0,6900	0,7238
4 - 5	40.520,11	25.802,27	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	273.396,73	149.622,40	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	32.198,46	37.713,22
2 - 3	62.130,05	62.381,38
3 - 4	18.683,36	126.630,48
4 - 5	40.520,11	25.802,27
5 - 6	293.859,52	103.823,00
Σ	447.391,50	356.350,36

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)		$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	= 1,05 < 1,50	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO		OK
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	= 1,00 > 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 136 kN/m ² A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²		$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,50 FSDc = 3,00 A _i = 2.354,57 m ²

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL		OK
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	= 1,58 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²		$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,50 FSDc = 3,00 A _i = 2.354,57 m ²

UHE ITAOCARA I

4.2 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.569,76	10,00	V ₃ = -105.697,60	53,29		M ₃ = 5.632.625,10
Peso de Água à Jusante	13.176,18	10,00	V ₄ = -131.761,80	7,90		M ₄ = 1.040.918,22
Empuxo de Água à Montante	53.484,61	10,00	T ₁ = 534.846,10		16,02	M ₅ = -8.568.234,52
Empuxo de Água à Jusante	21.591,97	10,00	T ₂ = -215.919,70		6,63	M ₆ = 1.431.547,61
Subpressão	75.102,11	10,00	U = 751.021,10	29,90		M ₇ = -22.455.530,89

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 58,72$ $Y_t = -5,14$

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	1.165.560,04 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6$
$\Sigma U =$	751.021,10 kN	$\Sigma M_E = 41.388.641,88 \text{ kNxm}$
$\Sigma V - \Sigma U =$	414.538,94 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_7$
$\Sigma T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1$	534.846,10 kN	$\Sigma M_T = 31.023.765,41 \text{ kNxm}$
$\Sigma T_{i, \text{JUSANTE}} = T_2$	215.919,70 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,55 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,33 > 1,20	OK

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	23.059,48	34.284,04	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	46.997,38	56.709,18	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	80.006,53	70.954,65	43,6	0,6900	0,7238
4 - 5	32.974,05	22.989,61	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	231.519,85	134.034,16	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	23.059,48	34.284,04
2 - 3	46.997,38	56.709,18
3 - 4	8.948,70	106.562,32
4 - 5	32.974,05	22.989,61
5 - 6	250.024,23	95.155,04
Σ	362.003,85	315.700,19

DESILIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)		$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i} =$	0,96	< 1,10
		VERIFICAR COESÃO

DESILIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO	
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i} =$	1,00 > 1,00
	OK
	$\phi = 40^\circ$
	FSD $\emptyset = 1,10$
	FSDc = 1,50
	$A_i = 2.354,57 \text{ m}^2$
A COESÃO NECESSÁRIA É C =	25 kN/m ²
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C =	400 kN/m ²

DESILIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL	
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i} =$	2,86 > 1,00
	OK
	$\phi = 40^\circ$
	FSD $\emptyset = 1,10$
	FSDc = 1,50
	$A_i = 2.354,57 \text{ m}^2$
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C =	400 kN/m ²

UHE ITAOCARA I

4.3 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.208,93	10,00	V ₃ = -102.089,30	53,26		M ₃ = 5.437.276,12
Peso de Água à Jusante	10.412,61	10,00	V ₄ = -104.126,10	8,54		M ₄ = 889.236,89
Empuxo de Água à Montante	53.314,58	10,00	T ₁ = 533.145,80		14,91	M ₅ = -7.949.203,88
Empuxo de Água à Jusante	14.488,07	10,00	T ₂ = -144.880,70		3,88	M ₆ = 562.137,12
Subpressão	80.107,91	10,00	U = 801.079,10	31,99		M ₇ = -25.626.520,41

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 58,72 Y_t = - 5,14

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	1.134.316,04 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6$
$\sum U =$	801.079,10 kN	$\sum M_E = 40.172.201,08 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	333.236,94 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7$
$\sum T_{1, \text{MONTANTE}} = T_1$	533.145,80 kN	$\sum M_T = 33.575.724,29 \text{ kNxm}$
$\sum T_{1, \text{JUSANTE}} = T_2$	144.880,70 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,42 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,20 > 1,20	OK

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	3.446,07	43.309,40	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	20.614,21	71.638,01	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	54.031,45	86.585,32	43,6	0,6900	0,7238
4 - 5	26.411,56	26.841,90	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	228.649,69	159.966,69	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	3.446,07	43.309,40
2 - 3	20.614,21	71.638,01
3 - 4	-20.637,34	99.952,57
4 - 5	26.411,56	26.841,90
5 - 6	251.351,63	121.212,12
Σ	281.186,13	362.953,99

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg}\phi}{\sum T_i}$	=	0,65 < 1,10	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO			
$\frac{N_i \times \text{tg}\phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 95 kN/m ² A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,50 A _i = 2.354,57 m ²

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg}\phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	2,32 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,50 A _i = 2.354,57 m ²

4.4 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00		V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00		V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.208,93	10,00		V ₃ = -102.089,30	53,26		M ₃ = 5.437.276,12
Peso de Água à Jusante	10.412,61	10,00		V ₄ = -104.126,10	8,54		M ₄ = 889.236,89
Empuxo de Água à Montante	49.214,69	10,00		T ₁ = 492.146,90		16,10	M ₅ = -7.923.565,09
Empuxo de Água à Jusante	13.791,01	10,00		T ₂ = -137.910,10		4,23	M ₆ = 583.359,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	0,05	T ₃ = 40.809,46		18,51	M ₇ = -755.383,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	0,03	V ₅ = 24.485,67	34,45		M ₈ = -843.531,46
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	10.208,93	10,00	0,03	V ₆ = 3.062,68	53,26		M ₉ = -163.118,28
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	10.412,61	10,00	0,03	V ₇ = 3.123,78	8,54		M ₁₀ = -26.677,11
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal	1.297,81	10,00	1,00	T ₄ = 12.978,10		28,14	M ₁₁ = -365.203,73
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	210,81	10,00	1,00	V ₈ = -2.108,10	56,27		M ₁₂ = 118.622,79
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	459,24	10,00	1,00	T ₅ = 4.592,40		9,30	M ₁₃ = -42.709,32
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	0,05	T ₆ = 5.595,58		37,93	M ₁₄ = -212.240,20
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	0,03	V ₉ = 3.357,35	46,16		M ₁₅ = -154.975,07
Sismo Horizontal - Peso de Água Confinada	1.604,52	10,00	0,05	T ₇ = 802,26		37,11	M ₁₆ = -29.771,87
Subpressão	62.510,48	10,00		U = 625.104,80	30,55		M ₁₇ = -19.096.951,64

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 58,72 Y_t = - 5,14

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	1.102.394,66 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6 + M_{12}$
$\sum U =$	625.104,80 kN	$\sum M_E = 40.312.046,47 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	477.289,86 kN	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7$	556.924,69 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17}$
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} = T_2$	137.910,10 kN	$\sum M_T = 29.614.126,80 \text{ kNxm}$

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,76 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,36 > 1,20	OK

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	15.802,33	46.606,43	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	41.884,10	77.091,63	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	84.787,31	93.425,36	43,6	0,6900	0,7238
4 - 5	37.894,43	29.064,64	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	296.833,05	172.906,99	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	15.802,33	46.606,43
2 - 3	41.884,10	77.091,63
3 - 4	-3.096,10	126.125,33
4 - 5	37.894,43	29.064,64
5 - 6	320.727,85	123.046,08
Σ	413.212,60	401.934,11

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,86 < 1,10	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 56 kN/m ² A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,50 A _i = 2.354,57 m ²

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	2,35 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,50 A _i = 2.354,57 m ²

UHE ITAOCARA I

4.5 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCE4 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 53,00m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.208,93	10,00	V ₃ = -102.089,30	53,26		M ₃ = 5.437.276,12
Peso de Água à Jusante	6.453,25	10,00	V ₄ = -64.532,50	9,24		M ₄ = 596.280,30
Empuxo de Água à Montante	46.985,08	10,00	T ₁ = 469.850,80		16,86	M ₅ = -7.921.684,49
Empuxo de Água à Jusante	7.004,36	10,00	T ₂ = -70.043,60		1,38	M ₆ = 96.660,17
Subpressão	48.536,09	10,00	U = 485.360,90	31,89		M ₇ = -15.478.159,10

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 58,72 Y_t = - 5,14

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	1.094.722,44 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6$
$\sum U =$	485.360,90 kN	$\sum M_E = 39.413.767,53 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	609.361,54 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7$
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	469.850,80 kN	$\sum M_T = 23.399.843,59 \text{ kNxm}$
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} = T_2$	70.043,60 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,26 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,68 > 1,20	OK

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCE4 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 53,00m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	40.709,92	42.366,56	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	76.828,52	70.078,46	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	122.230,94	88.869,45	43,6	0,6900	0,7238
4 - 5	48.504,18	29.266,13	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	321.034,54	169.275,09	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	40.709,92	42.366,56
2 - 3	76.828,52	70.078,46
3 - 4	27.149,09	148.664,42
4 - 5	48.504,18	29.266,13
5 - 6	344.033,19	115.578,54
Σ	537.224,90	405.954,12

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,11 > 1,10	OK

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	2,56 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD $\emptyset = 1,10$ FSDc = 1,50 A _i = 2.354,57 m ²

UHE ITAOCARA I

4.6 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.569,76	10,00	V ₃ = -105.697,60	53,29		M ₃ = 5.632.625,10
Peso de Água à Jusante	13.176,18	10,00	V ₄ = -131.761,80	7,90		M ₄ = 1.040.918,22
Empuxo de Água à Montante	56.767,67	10,00	T ₁ = 567.676,70		15,12	M ₅ = -8.583.271,70
Empuxo de Água à Jusante	22.150,16	10,00	T ₂ = -221.501,60		6,39	M ₆ = 1.415.395,22
Peso de Água - 1 Unidade Geradora	4.443,13	10,00	V ₅ = -44.431,30	30,59		M ₇ = 1.359.153,47
Subpressão	89.193,85	10,00	U = 891.938,50	31,04		M ₈ = -27.685.771,04

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 58,72 Y_t = -5,14

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	1.209.991,34 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6 + M_7$
$\sum U =$	891.938,50 kN	$\sum M_E = 42.731.642,96 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	318.052,84 kN	$\sum M_T = M_5 + M_8$
$\sum T_1, \text{ MONTANTE} = T_1$	567.676,70 kN	$\sum M_T = 36.269.042,74 \text{ kNxm}$
$\sum T_1, \text{ JUSANTE} = T_2$	221.501,60 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,36 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,18 > 1,10	OK

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	4.735,62	38.686,52	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	21.320,12	63.991,30	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	52.554,44	77.208,38	43,6	0,6900	0,7238
4 - 5	25.216,84	23.879,53	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	214.149,89	142.478,29	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	4.735,62	38.686,52
2 - 3	21.320,12	63.991,30
3 - 4	-15.236,17	92.146,42
4 - 5	25.216,84	23.879,53
5 - 6	234.233,97	106.276,47
Σ	270.270,37	324.980,23

DESLIZAMENTO - FSD\emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,70 < 1,10	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
			$\phi = 40^\circ$
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 66 kN/m ²	FSD \emptyset = 1,10
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	FSDc = 1,30
			A _i = 2.354,57 m ²

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	2,86 > 1,00	OK
			$\phi = 40^\circ$
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	FSD \emptyset = 1,10
			FSDc = 1,30
			A _i = 2.354,57 m ²

4.7 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00		V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00		V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.569,76	10,00		V ₃ = -105.697,60	53,29		M ₃ = 5.632.625,10
Peso de Água à Jusante	13.176,18	10,00		V ₄ = -131.761,80	7,90		M ₄ = 1.040.918,22
Empuxo de Água à Montante	53.484,61	10,00		T ₁ = 534.846,10		16,02	M ₅ = -8.568.234,52
Empuxo de Água à Jusante	21.591,97	10,00		T ₂ = -215.919,70		6,63	M ₆ = 1.431.547,61
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	0,05	T ₃ = 40.809,46		18,51	M ₇ = -755.383,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	0,03	V ₅ = 24.485,67	34,45		M ₈ = -843.531,46
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	10.569,76	10,00	0,03	V ₆ = 3.170,93	53,29		M ₉ = -168.978,75
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	13.176,18	10,00	0,03	V ₇ = 3.952,85	7,90		M _# = -31.227,55
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal	1.388,77	10,00	1,00	T ₄ = 13.887,70		28,66	M _# = -398.021,48
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	228,33	10,00	1,00	V ₈ = -2.283,30	56,15		M _# = 128.207,30
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	801,77	10,00	1,00	T ₅ = 8.017,70		12,10	M _# = -97.014,17
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	0,05	T ₆ = 5.595,58		37,93	M _# = -212.240,20
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	0,03	V ₉ = 3.357,35	46,16		M _# = -154.975,07
Sismo Horizontal - Peso de Água Confinada	1.675,14	10,00	0,05	T ₇ = 837,57		37,71	M _# = -31.584,76
Subpressão	75.102,11	10,00		U = 751.021,10	29,90		M _# = -22.455.530,89

PONTO DE TOMBAMENTO Xl = 58,72 Yl = -5,14

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	1.132.876,54 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6 + M_{12}$
$\Sigma U =$	751.021,10 kN	$\Sigma M_E = 41.516.849,18 \text{ kNxm}$
$\Sigma V - \Sigma U =$	381.855,44 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17}$
$\Sigma T_{1, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7$	603.994,10 kN	$\Sigma M_T = 33.716.721,89 \text{ kNxm}$
$\Sigma T_{1, \text{JUSANTE}} = T_2$	215.919,70 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,51 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,23 > 1,10	OK

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	6.032,90	43.708,65	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	25.992,01	72.298,41	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	63.333,53	86.597,44	43,6	0,6900	0,7238
4 - 5	30.277,52	26.522,08	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	256.129,32	159.029,65	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	6.032,90	43.708,65
2 - 3	25.992,01	72.298,41
3 - 4	-13.912,90	106.379,90
4 - 5	30.277,52	26.522,08
5 - 6	278.324,99	115.878,63
Σ	326.714,53	364.787,68

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg}\phi}{\sum T_i}$	=	0,75 < 1,10	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO			
$\frac{N_i \times \text{tg}\phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 64 kN/m ² A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,30 A _i = 2.354,57 m ²

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg}\phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	2,67 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,30 A _i = 2.354,57 m ²

4.8 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00		V ₁ = -816.189,12	34,45		M ₁ = 28.117.715,18
Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00		V ₂ = -111.911,52	46,16		M ₂ = 5.165.835,76
Peso de Água à Montante	10.208,93	10,00		V ₃ = -102.089,30	53,26		M ₃ = 5.437.276,12
Peso de Água à Jusante	10.412,61	10,00		V ₄ = -104.126,10	8,54		M ₄ = 889.236,89
Empuxo de Água à Montante	53.314,58	10,00		T ₁ = 533.145,80		14,91	M ₅ = -7.949.203,88
Empuxo de Água à Jusante	14.488,07	10,00		T ₂ = -144.880,70		3,88	M ₆ = 562.137,12
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	0,05	T ₃ = 40.809,46		18,51	M ₇ = -755.383,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	34.007,88	24,00	0,03	V ₅ = 24.485,67	34,45		M ₈ = -843.531,46
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	10.208,93	10,00	0,03	V ₆ = 3.062,68	53,26		M ₉ = -163.118,28
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	10.412,61	10,00	0,03	V ₇ = 3.123,78	8,54		M _# = -26.677,11
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal	1.297,81	10,00	1,00	T ₄ = 12.978,10		28,14	M _# = -365.203,73
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	210,81	10,00	1,00	V ₈ = -2.108,10	56,27		M _# = 118.622,79
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	459,24	10,00	1,00	T ₅ = 4.592,40		9,30	M _# = -42.709,32
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	0,05	T ₆ = 5.595,58		37,93	M _# = -212.240,20
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.662,98	24,00	0,03	V ₉ = 3.357,35	46,16		M _# = -154.975,07
Sismo Horizontal - Peso de Água Confinada	1.604,52	10,00	0,05	T ₇ = 802,26		37,11	M _# = -29.771,87
Subpressão	80.109,01	10,00		U = 801.090,10	31,99		M _# = -25.626.872,30

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 58,72$ $Y_t = -5,14$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	1.102.394,66 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_6 + M_{12}$
$\sum U =$	801.090,10 kN	$\sum M_E = 40.290.823,86 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	301.304,56 kN	$\sum M_T = M_5 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17}$
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7$	597.923,59 kN	$\sum M_T = 36.169.686,25 \text{ kNxm}$
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} = T_2$	144.880,70 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,38 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,11 > 1,10	OK

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA					
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
A - 5	2.797,18	39.452,63	0,0	0,0000	1,0000
5 - 6	298.313,23	413.731,05	9,2	0,1604	0,9870

	N (kN)	T (kN)
A - 5	2.797,18	39.452,63
5 - 6	360.824,53	360.513,28
Σ	363.621,71	399.965,91

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,76 < 1,10	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 139 kN/m ² A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,30 A _i = 1.150,07 m ²

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	1,58 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,30 A _i = 1.150,07 m ²

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 - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA																	
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 (m²)	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)	$\bar{X} \times A$ (m²)	$\bar{Y} \times A$ (m²)	$\bar{X} - X_G$ (m)	$\bar{Y} - Y_G$ (m)	$(\bar{X} - X_G)^2$ (m²)	$(\bar{Y} - Y_G)^2$ (m²)	r^2 (m²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X(m)	Y(m)															
1	0,00	0,00															
2	6,10	0,00	1 - 2	6,10	37,42	228,26	3,05	0,00	696,20	0,00	-25,91	5,09	671,33	25,91	697,24	159.152,53	707,80
3	16,19	0,00	2 - 3	10,09	37,42	377,57	11,15	0,00	4.207,99	0,00	-17,82	5,09	317,37	25,91	343,28	129.612,35	3.203,29
4	26,26	-9,60	3 - 4	13,91	37,42	520,62	21,23	-4,80	11.050,06	-2.498,95	-7,74	0,29	59,83	0,08	59,91	31.192,33	8.397,74
5	31,28	-9,60	4 - 5	5,02	37,42	187,85	28,77	-9,60	5.404,40	-1.803,34	-0,19	-4,51	0,04	20,34	20,38	3.827,64	394,49
6	58,72	-5,14	5 - 6	27,80	37,42	1.040,28	45,00	-7,37	46.812,58	-7.666,86	16,04	-2,28	257,28	5,20	262,48	273.052,56	66.997,92
Σ						2.354,57			68.171,23	-11.969,16						596.837,41	79.701,24

$X_G =$	28,96 m
$Y_G =$	-5,09 m
$I_p =$	676.538,65 m ⁴

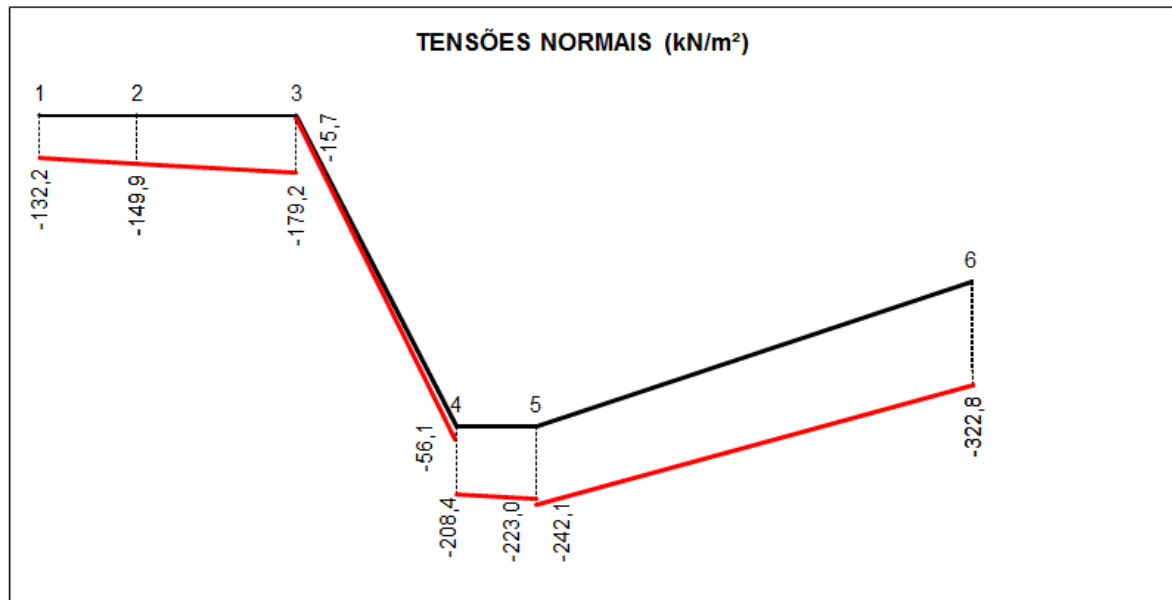
5.1 CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-816.189,12		-4,69		3.827.926,97
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,40		1.835.348,93
3	Peso de Água à Montante	-102.089,30		-23,50		2.399.098,55
4	Peso de Água à Jusante	-104.126,10		21,22		-2.209.555,84
5	Empuxo de Água à Montante		492.146,90		-16,05	-7.898.957,75
6	Empuxo de Água à Jusante		-137.910,10		-4,18	576.464,22
7	Subpressão	625.121,00		-0,79		-493.845,59

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.663.275,90
CCN	-509.195,04	354.236,80	-1.963.520,51

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 6,1	-132,21	-149,91
2 - 3	6,1 – 16,19	-149,91	-179,20
3 - 4	16,19 – 26,26	-15,70	-56,08
4 - 5	26,26 – 31,28	-208,42	-222,99
5 - 6	31,28 – 58,72	-242,14	-322,82

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 0	165,22	165,22
2 - 3	0 – 0	165,22	165,22
3 - 4	0 – -9,6	243,23	243,23
4 - 5	-9,6 – -9,6	137,36	137,36
5 - 6	-9,6 – -5,14	99,80	99,80



Base 100% comprimida

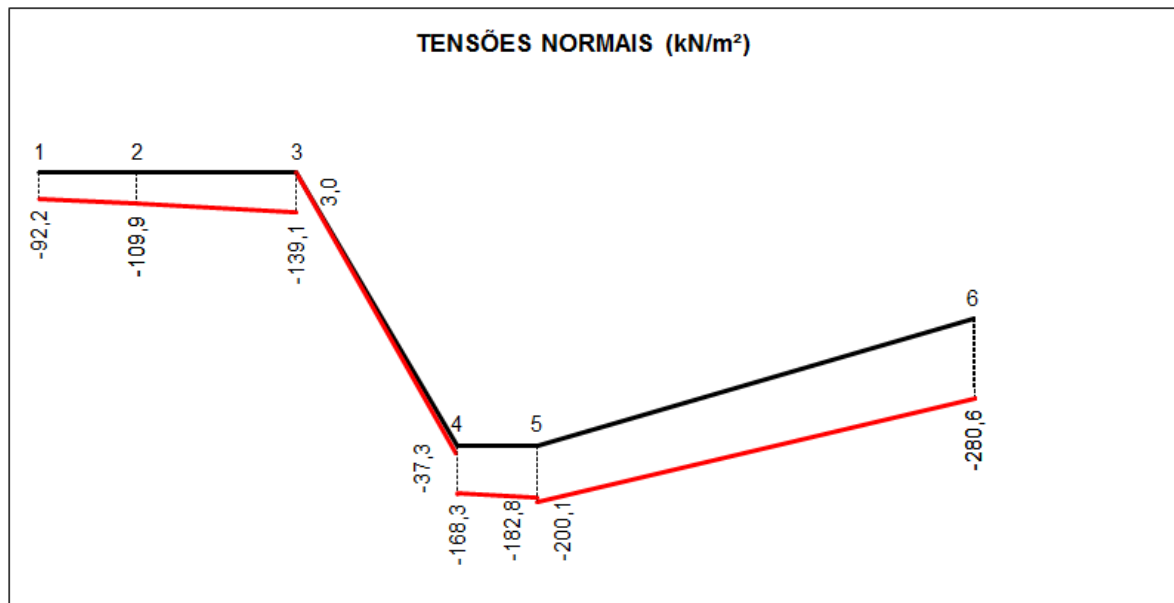
5.2 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-816.189,12		-4,68		3.819.765,08
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,39		1.834.229,81
3	Peso de Água à Montante	-105.697,60		-23,52		2.486.007,55
4	Peso de Água à Jusante	-131.761,80		21,87		-2.881.630,57
5	Empuxo de Água à Montante		534.846,10		-15,97	-8.541.492,22
6	Empuxo de Água à Jusante		-215.919,70		-6,58	1.420.751,63
7	Subpressão	751.021,10		-0,13		-97.632,74

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.653.994,89
CCE 1	-414.538,94	318.926,40	-1.960.001,45

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 6,1	-92,19	-109,86
2 - 3	6,1 - 16,19	-109,86	-139,09
3 - 4	16,19 - 26,26	2,96	-37,34
4 - 5	26,26 - 31,28	-168,26	-182,81
5 - 6	31,28 - 58,72	-200,07	-280,61

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	150,20	150,20
2 - 3	0 - 0	150,20	150,20
3 - 4	0 - -9,6	204,69	204,69
4 - 5	-9,6 - -9,6	122,38	122,38
5 - 6	-9,6 - -5,14	91,47	91,47



Base 100% comprimida

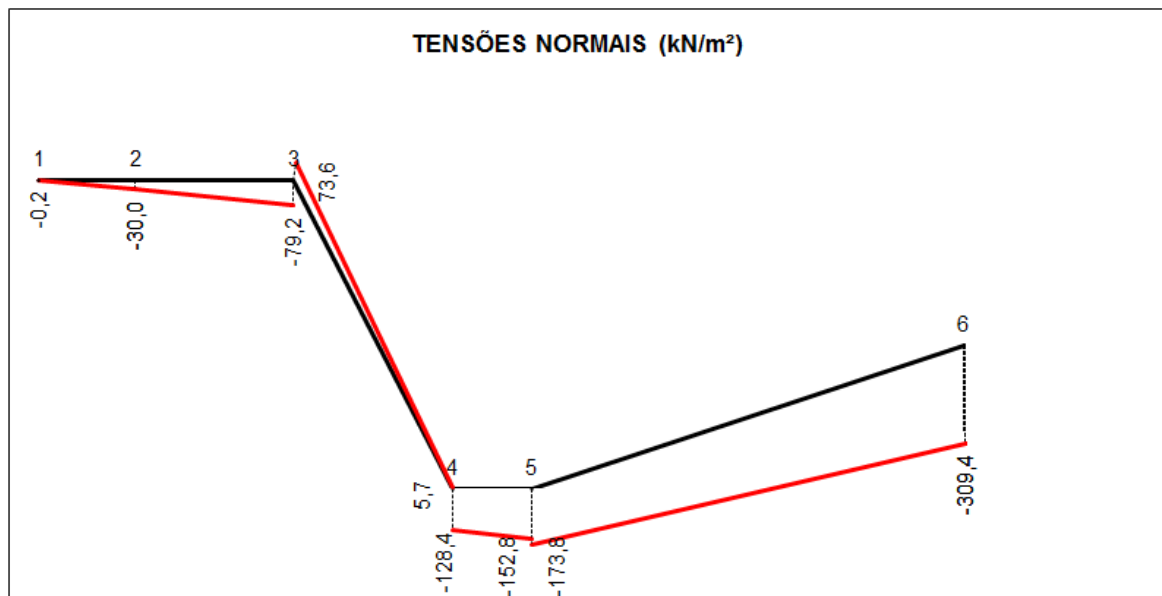
5.3 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-816.189,12		-4,69		3.827.926,97
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,40		1.835.348,93
3	Peso de Água à Montante	-102.089,30		-23,50		2.399.098,55
4	Peso de Água à Jusante	-104.126,10		21,22		-2.209.555,84
5	Empuxo de Água à Montante		533.145,80		-14,86	-7.922.546,59
6	Empuxo de Água à Jusante		-144.880,70		-3,83	554.893,08
7	Subpressão	801.079,10		-2,23		-1.786.406,39

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.663.275,90
CCE 2	-333.236,94	388.265,10	-3.301.241,29

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 6,1	-0,21	-29,98
2 - 3	6,1 - 16,19	-29,98	-79,21
3 - 4	16,19 - 26,26	73,58	5,70
4 - 5	26,26 - 31,28	-128,35	-152,85
5 - 6	31,28 - 58,72	-173,79	-309,45

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	189,74	189,74
2 - 3	0 - 0	189,74	189,74
3 - 4	0 - -9,6	191,99	191,99
4 - 5	-9,6 - -9,6	142,89	142,89
5 - 6	-9,6 - -5,14	116,52	116,52



Base 100% comprimida

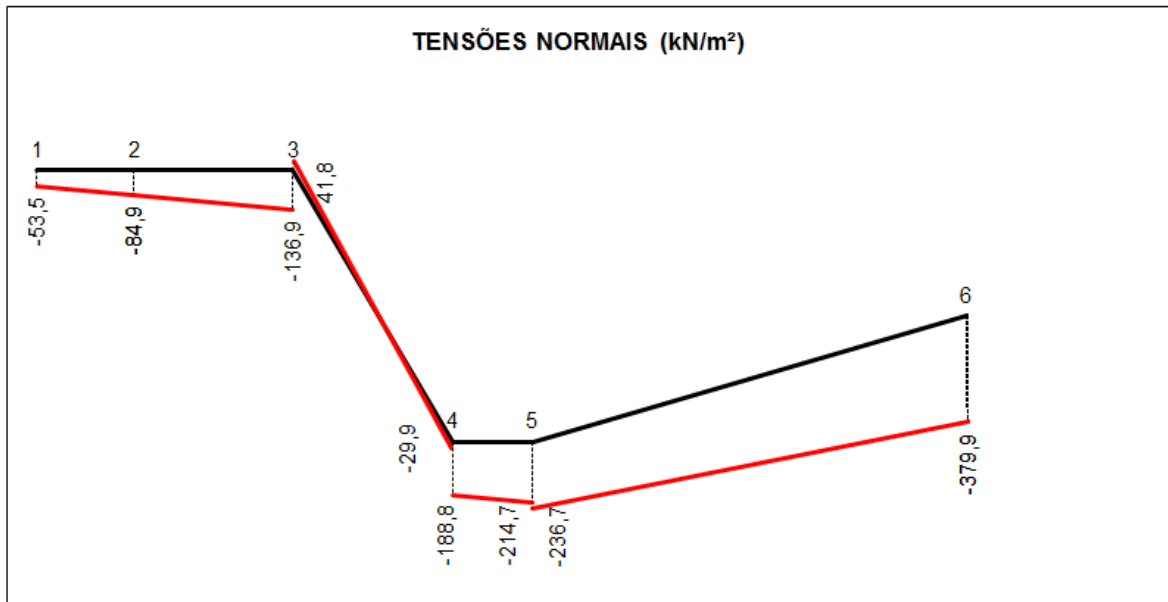
5.4 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-816.189,12		-4,69		3.827.926,97
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,40		1.835.348,93
3	Peso de Água à Montante	-102.089,30		-23,50		2.399.098,55
4	Peso de Água à Jusante	-104.126,10		21,22		-2.209.555,84
5	Empuxo de Água à Montante		492.146,90		-16,05	-7.898.957,75
6	Empuxo de Água à Jusante		-137.910,10		-4,18	576.464,22
7	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		40.809,46		-18,46	-753.342,56
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	24.485,67		-4,69		-114.837,81
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	3.062,68		-23,50		-71.972,96
10	Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	3.123,78		21,22		66.286,68
11	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal		12.978,10		-28,09	-364.554,83
12	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	-2.108,10		-26,51		55.885,73
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		4.592,40		-9,25	-42.479,70
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		5.595,58		-37,88	-211.960,42
15	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	3.357,35		-16,40		-55.060,47
16	Sismo Horizontal - Peso de Água Confinada		802,26		-37,06	-29.731,76
17	Subpressão	625.104,80		-0,79		-493.832,79

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.663.275,90
CCE 3	-477.289,86	419.014,59	-3.485.275,80

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 6,1	-53,52	-84,94
2 - 3	6,1 - 16,19	-84,94	-136,92
3 - 4	16,19 - 26,26	41,78	-29,89
4 - 5	26,26 - 31,28	-188,80	-214,66
5 - 6	31,28 - 58,72	-236,70	-379,92

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 0	204,18	204,18
2 - 3	0 - 0	204,18	204,18
3 - 4	0 - -9,6	242,26	242,26
4 - 5	-9,6 - -9,6	154,72	154,72
5 - 6	-9,6 - -5,14	118,28	118,28



Base 100% comprimida

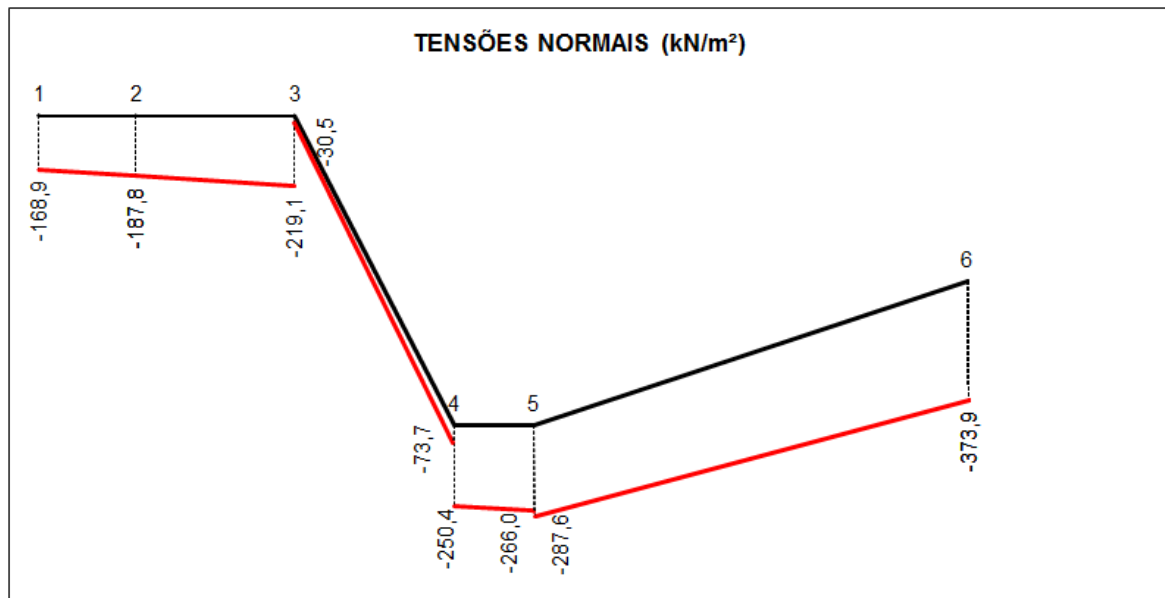
5.5 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA CCE4 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 53,00m)						
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	-816.189,12		-4,69		3.827.926,97
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,40		1.835.348,93
3	Peso de Água à Montante	-102.089,30		-23,50		2.399.098,55
4	Peso de Água à Jusante	-64.532,50		20,52		-1.324.206,90
5	Empuxo de Água à Montante		469.850,80		-16,81	-7.898.191,95
6	Empuxo de Água à Jusante		-70.043,60		-1,33	93.157,99
7	Subpressão	485.360,90		-2,13		-1.033.818,72

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.663.275,90
CCE4	-609.361,54	399.807,20	-2.100.685,13

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE4 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 6,1	-168,88	-187,82
2 - 3	6,1 - 16,19	-187,82	-219,15
3 - 4	16,19 - 26,26	-30,55	-73,75
4 - 5	26,26 - 31,28	-250,42	-266,00
5 - 6	31,28 - 58,72	-287,55	-373,87

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE4 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	185,60	185,60
2 - 3	0 - 0	185,60	185,60
3 - 4	0 - -9,6	285,56	285,56
4 - 5	-9,6 - -9,6	155,80	155,80
5 - 6	-9,6 - -5,14	111,10	111,10



Base 100% comprimida

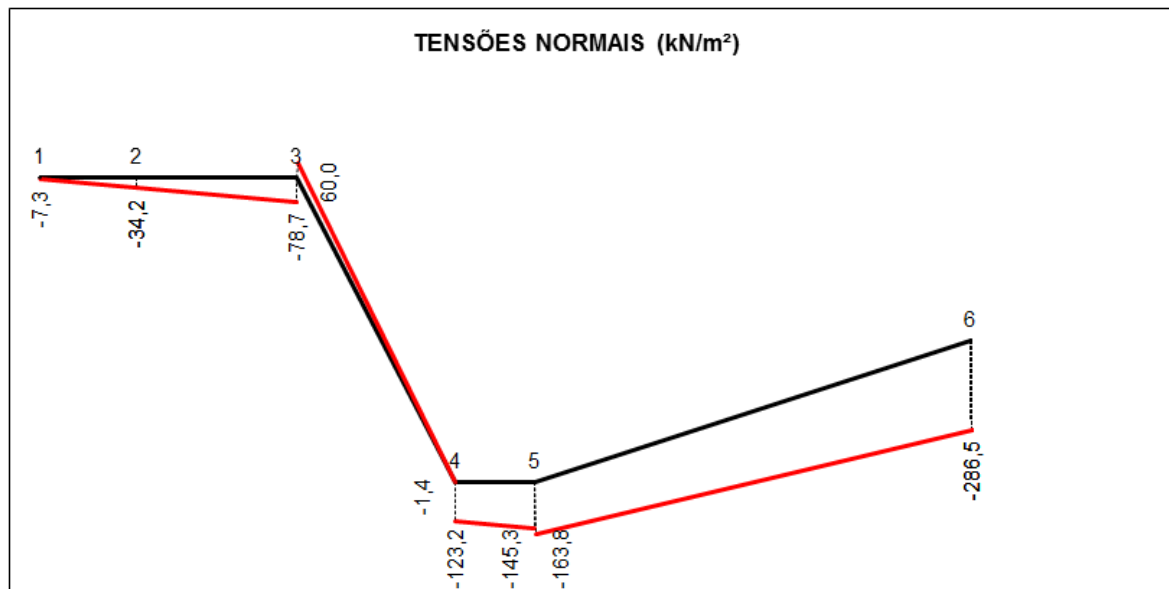
5.6 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-816.189,12		-4,69		3.827.926,97
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,40		1.835.348,93
3	Peso de Água à Montante	-105.697,60		-23,53		2.487.064,53
4	Peso de Água à Jusante	-131.761,80		21,86		-2.880.312,95
5	Empuxo de Água à Montante		567.676,70		-15,07	-8.554.887,87
6	Empuxo de Água à Jusante		-221.501,60		-6,34	1.404.320,14
7	Peso de Água - 1 Unidade Geradora	-44.431,30		-0,83		36.877,98
8	Subpressão	891.938,50		-1,28		-1.141.681,28

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.663.275,90
CCL 1	-318.052,84	346.175,10	-2.985.343,55

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 6,1	-7,29	-34,21
2 - 3	6,1 - 16,19	-34,21	-78,73
3 - 4	16,19 - 26,26	59,96	-1,43
4 - 5	26,26 - 31,28	-123,16	-145,32
5 - 6	31,28 - 58,72	-163,83	-286,50

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	169,48	169,48
2 - 3	0 - 0	169,48	169,48
3 - 4	0 - -9,6	177,00	177,00
4 - 5	-9,6 - -9,6	127,12	127,12
5 - 6	-9,6 - -5,14	102,16	102,16



Base 100% comprimida

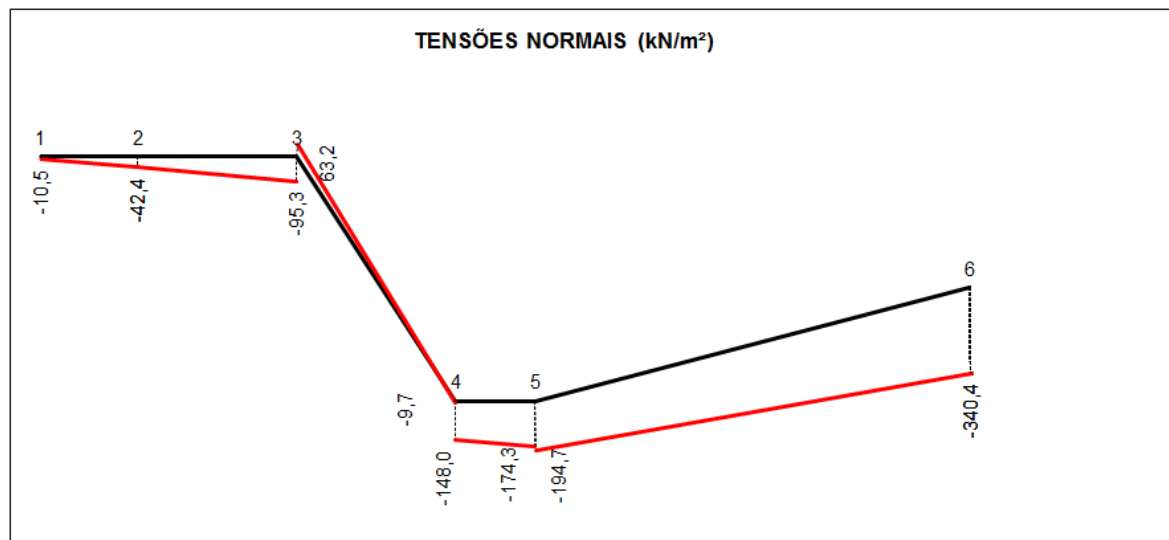
5.7 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-816.189,12		-4,69		3.827.926,97
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,40		1.835.348,93
3	Peso de Água à Montante	-105.697,60		-23,53		2.487.064,53
4	Peso de Água à Jusante	-131.761,80		21,86		-2.880.312,95
5	Empuxo de Água à Montante		534.846,10		-15,97	-8.541.492,22
6	Empuxo de Água à Jusante		-215.919,70		-6,58	1.420.751,63
7	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		40.809,46		-18,46	-753.342,56
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	24.485,67		-4,69		-114.837,81
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	3.170,93		-23,53		-74.611,94
10	Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	3.952,85		21,86		86.409,39
11	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal		13.887,70		-28,61	-397.327,10
12	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	-2.283,30		-26,39		60.256,29
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		8.017,70		-12,05	-96.613,29
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		5.595,58		-37,88	-211.960,42
15	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	3.357,35		-16,40		-55.060,47
16	Sismo Horizontal - Peso de Água Confinada		837,57		-37,66	-31.542,89
17	Subpressão	751.021,10		-0,14		-105.142,95

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.663.275,90
CCL 2	-381.855,44	388.074,40	-3.544.486,85

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 6,1	-10,45	-42,41
2 - 3	6,1 - 16,19	-42,41	-95,27
3 - 4	16,19 - 26,26	63,17	-9,72
4 - 5	26,26 - 31,28	-148,03	-174,33
5 - 6	31,28 - 58,72	-194,72	-340,37

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	191,48	191,48
2 - 3	0 - 0	191,48	191,48
3 - 4	0 - -9,6	204,33	204,33
4 - 5	-9,6 - -9,6	141,19	141,19
5 - 6	-9,6 - -5,14	111,39	111,39



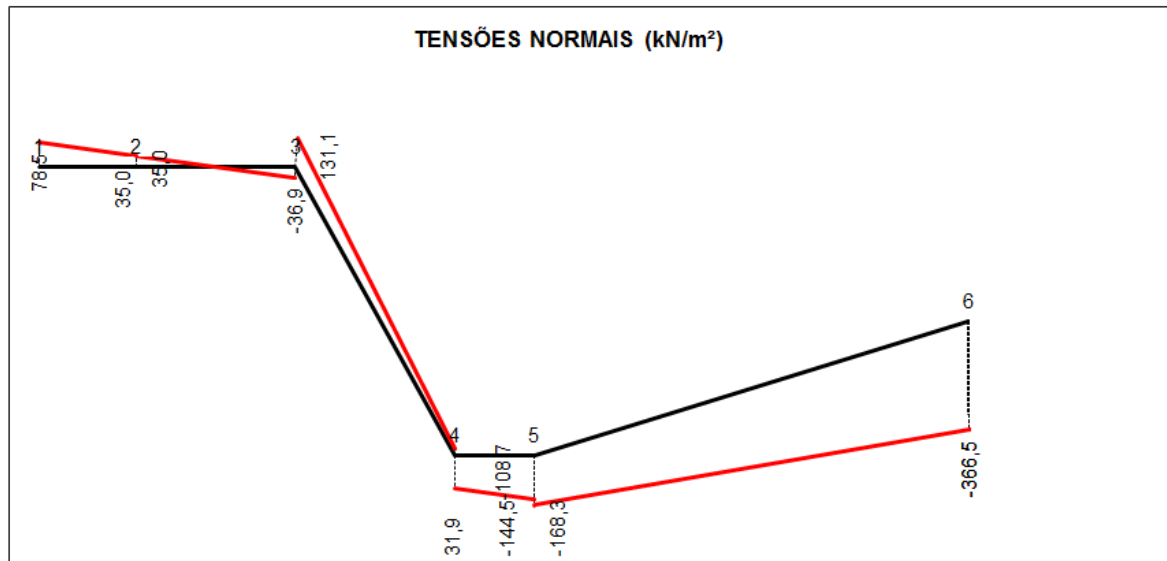
Base 100% comprimida
5.8 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - CASA DE FORÇA E TOMADA DE ÁGUA						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-816.189,12		-4,69		3.827.926,97
2	Peso de Concreto Massa	-111.911,52		-16,40		1.835.348,93
3	Peso de Água à Montante	-102.089,30		-23,50		2.399.098,55
4	Peso de Água à Jusante	-104.126,10		21,22		-2.209.555,84
5	Empuxo de Água à Montante		533.145,80		-14,86	-7.922.546,59
6	Empuxo de Água à Jusante		-144.880,70		-3,83	554.893,08
7	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		40.809,46		-18,46	-753.342,56
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	24.485,67		-4,69		-114.837,81
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	3.062,68		-23,50		-71.972,96
10	Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	3.123,78		21,22		66.286,68
11	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Horizontal		12.978,10		-28,09	-364.554,83
12	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Comp. Vertical	-2.108,10		-26,51		55.885,73
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		4.592,40		-9,25	-42.479,70
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		5.595,58		-37,88	-211.960,42
15	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	3.357,35		-16,40		-55.060,47
16	Sismo Horizontal - Peso de Água Confinada		802,26		-37,06	-29.731,76
17	Subpressão	801.090,10		-2,23		-1.786.430,92

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-928.100,64	0,00	5.663.275,90
CCL 3	-301.304,56	453.042,89	-4.823.033,91

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 6,1	78,49	35,00
2 - 3	6,1 - 16,19	35,00	-36,93
3 - 4	16,19 - 26,26	131,07	31,89
4 - 5	26,26 - 31,28	-108,72	-144,50
5 - 6	31,28 - 58,72	-168,34	-366,53

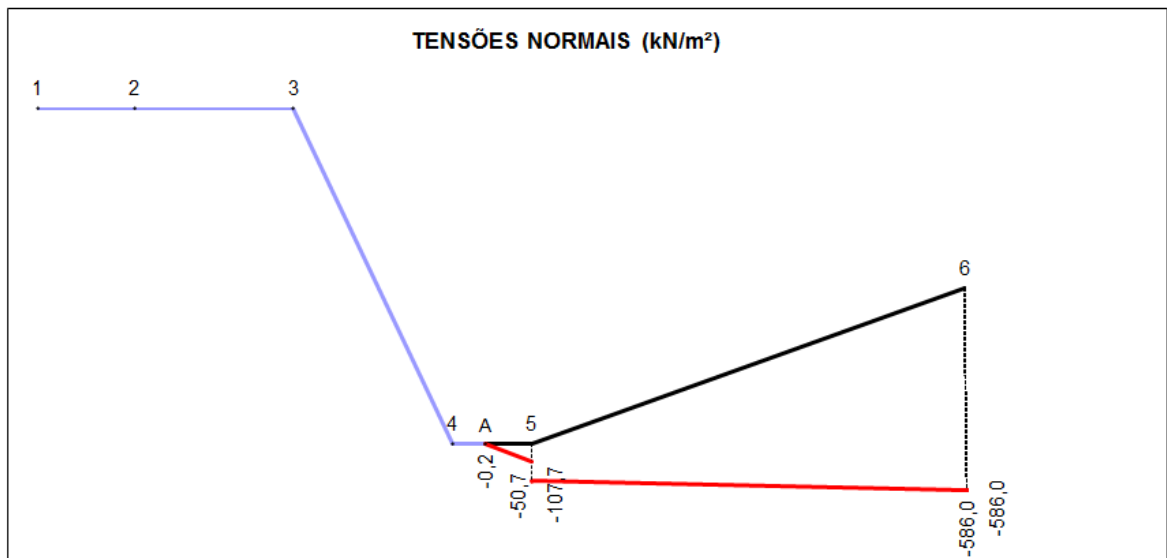
TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	228,70	228,70
2 - 3	0 - 0	228,70	228,70
3 - 4	0 - -9,6	191,01	191,01
4 - 5	-9,6 - -9,6	160,26	160,26
5 - 6	-9,6 - -5,14	135,00	135,00



Devido a presença de tensões de tração no trecho à montante da base da estrutura será apresentado a seguir as tensões normais e tangencias admitindo a abertura de fissura à montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
A - 5	28,35 - 31,28	-0,24	-50,72
5 - 6	31,28 - 58,72	-107,71	-586,00

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
A - 5	-9,6 - -9,6	359,35	359,35
5 - 6	-9,6 - -5,14	346,55	346,55



Base 48,9% comprimida

6. COEFICIENTES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS

6.1 CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,81	1,30
Tombamento – CST	1,49 (*)	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,05	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	1,58	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

(*) Base 100% comprimida. Ver item 1.4.

6.2 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,55	1,10
Tombamento – CST	1,33	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,96	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	2,86	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	1,42	1,10
Tombamento – CST	1,20	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,65	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	2,32	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

6.4 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,76	1,10
Tombamento – CST	1,36	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,86	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	2,35	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

6.5 CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,26	1,10
Tombamento – CST	1,68	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	1,11	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	2,56	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

6.6 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,36	1,10
Tombamento – CST	1,18	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,70	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	2,86	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

6.7 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,51	1,10
Tombamento – CST	1,23	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,75	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	2,67	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

6.8 CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,38	1,10
Tombamento – CST	1,11	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,76	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	1,58	1,00
Área da Base Comprimida	48,9%	Resultante dentro da base



UHE ITAOCARA I

7. CONCLUSÃO

A estrutura da Casa de Força e Tomada de Água analisada é estável em todas as verificações, atendendo aos coeficientes de segurança definidos nos Critérios de Projeto da UHE Itaocara 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

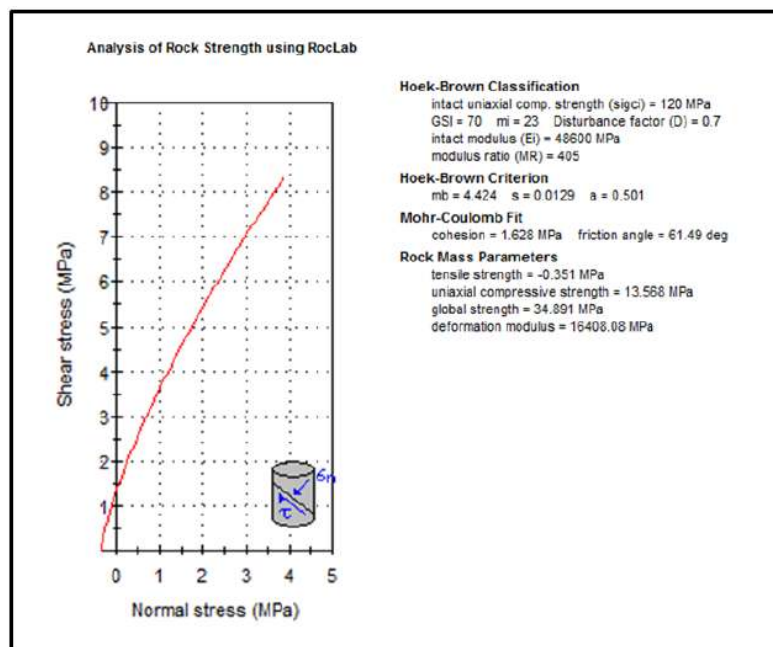


FIGURA 1 – Análise de Resistência do Maciço de Fundação esperado para as estruturas de concreto da UHE Itaocara I, utilizando o *software RocLab*.

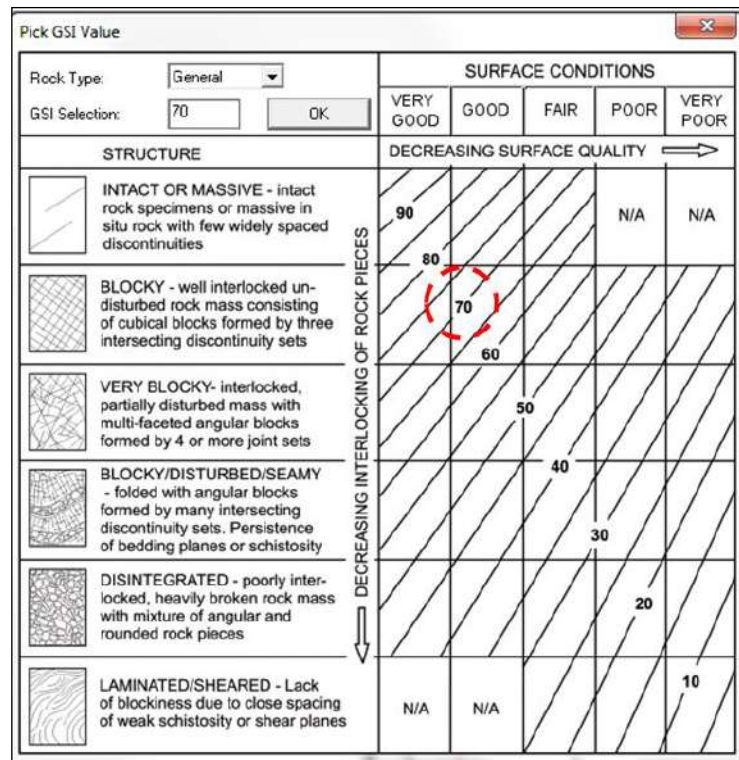


FIGURA 2 – Classificação geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação previsto para as estruturas de concreto da Casa de Força e Descarregador de Fundo (Fonte: RocLab, 2007 – Versão 1.031).

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.

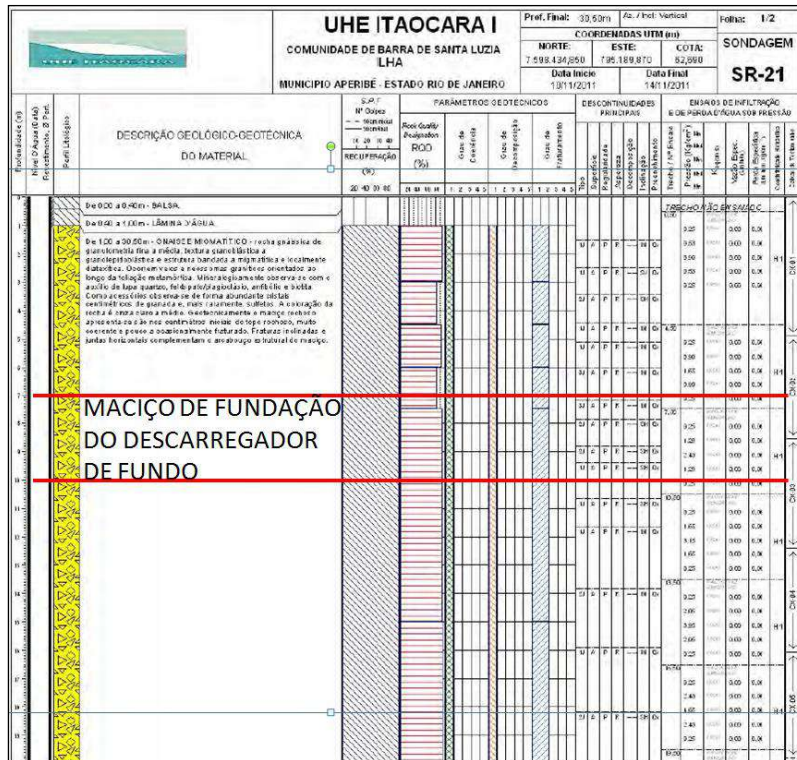


FIGURA 3 – Log de sondagem do furo SR-21 executado durante a fase de Projeto Básico, comprovando a boa qualidade geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação do Descarregador de Fundo.

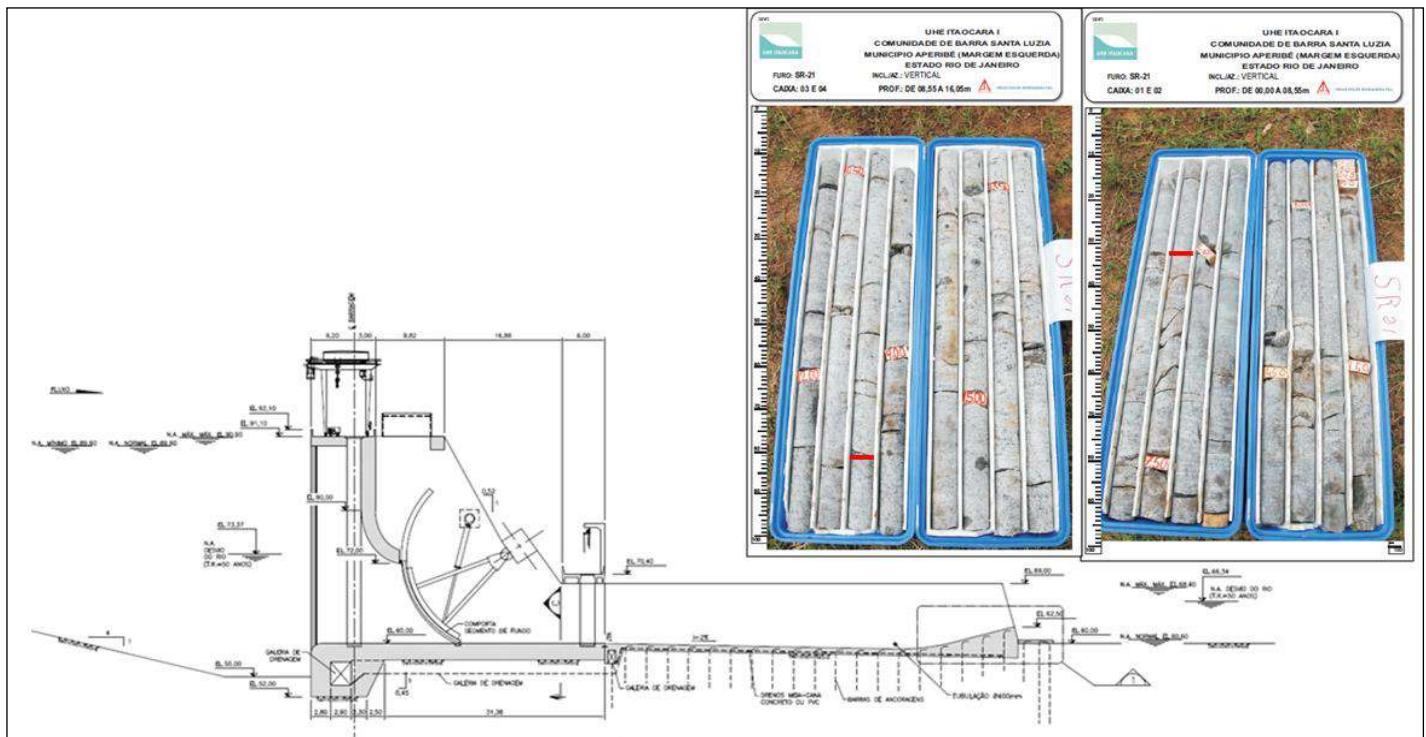


FIGURA 4 – Seção longitudinal típica do Descarregador de Fundo, considerada na Memória de cálculo da estabilidade da estrutura. Os traços vermelhos nas fotos indicam o trecho de maciço rochoso de fundação previsto para assentamento da estrutura.

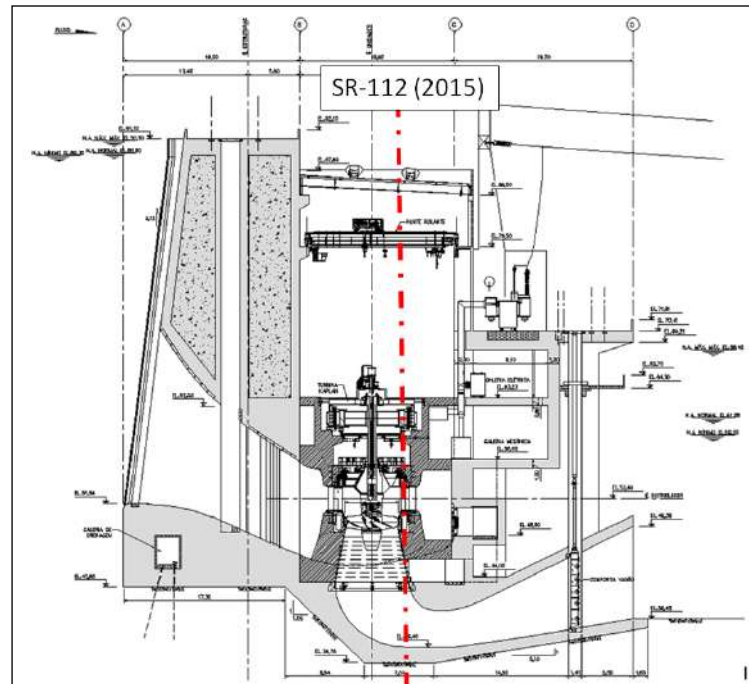


FIGURA 5 – Seção longitudinal típica da Tomada de Água/Casa de Força considerada na Memória de cálculo de estabilidade da estrutura.



FOTO 2 – 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.

PROJETO BÁSICO
ÁREA DE MONTAGEM E BLOCO LATERAL
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

0	Emissão Final	EBN/SRP	RRB	MAI/15
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
PROJETO BÁSICO				
				

UHE ITAOCARA I

Preparado	<u>EBN/SRP</u>	Aprov.	<u>Marcelo K. Turqueti</u> Gerente do Projeto	Nº VLB	Rev.
Conferido	<u>PCS</u>			1530-IT-B-MC-C11-0002	0
Visto	<u>RRB</u>	Aprov.	<u>José H. R. Lopes</u>	Nº do Cliente	Rev.
Data	<u>MAI/15</u>		<u>Resp. Técnico</u> MG-12545/D		

PROJETO BÁSICO
ÁREA DE MONTAGEM E BLOCO LATERAL
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.....	5
1.5 COEFICIENTE DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO – CSD.....	5
1.6 PORCENTAGEM DA ÁREA COMPRIMIDA.....	7
1.7 PARÂMETROS ADOTADOS.....	7
1.8 CARGAS CONSIDERADAS.....	7
1.9 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA.....	10
2. ESTRUTURA.....	11
2.1 GEOMETRIA.....	11
2.2 ESTABILIDADE.....	19
3. CASOS DE CARREGAMENTO.....	22
4. ÁREA DE MONTAGEM 1 – AM1.....	24
4.1 ESTRUTURA DE MONTANTE.....	25
4.2 ESTRUTURA DE JUSANTE.....	59
5. ÁREA DE MONTAGEM 2 – AM2.....	85
5.1 ESTRUTURA DE MONTANTE.....	86
5.2 ESTRUTURA DE JUSANTE.....	118
5.3 LAJE CENTRAL.....	143
6. POÇO DE ACESSO À GALERIA DE DRENAGEM.....	156
6.1 CASOS DE CARREGAMENTO.....	157



UHE ITAOCARA I

6.2	CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE	165
7.	BLOCO LATERAL	169
7.1	CASOS DE CARREGAMENTO	170
7.2	CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE	178
7.3	CÁLCULO DAS ANCORAGENS	180
7.4	MALHA ADOTADA	181
8.	CONCLUSÃO	182
ANEXO A – UHE ITAOCARA I – JUSTIFICATIVA SOBRE ADOÇÃO DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS NA INTERFACE ROCHA/CONCRETO		183

PROJETO BÁSICO
ÁREA DE MONTAGEM E BLOCO LATERAL
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

Esta memória de cálculo tem como objetivo apresentar a análise de estabilidade da Área de Montagem, Bloco Lateral e do Poço de Acesso à Galeria de Drenagem da UHE Itaocara I.

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 “m²” e os volumes em “m³”.

1.3 COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF

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

Onde:

CSF – Coeficiente de segurança à flutuação;

ΣV – Somatório das forças gravitacionais;

ΣU – 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;

ΣM_E – Somatório dos momentos estabilizantes;

ΣM_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

<p>SEM COESÃO</p> $\frac{\Sigma N_i T g \phi_i}{\Sigma T_i} \geq CSD_\phi$	<p>COM COESÃO</p> $\frac{\frac{\Sigma N_i t g \phi_i}{CSD_\phi} + \frac{\Sigma C_i A_i}{CSD_c}}{\Sigma T_i} \geq 1,0$
--	---

Onde:

CSD_ϕ – Coeficiente de ponderação relativo ao atrito;

CSD_c – Coeficiente de ponderação relativo à coesão;

N_i – Força normal à superfície de escorregamento em análise;

ϕ_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.

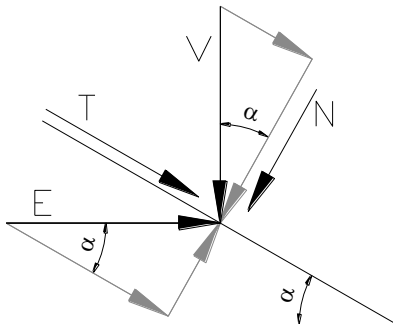
Coeficientes de segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
CSD_c	3,00	1,50	1,30	2,00
CSD_ϕ	1,50	1,10	1,10	1,30

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:

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

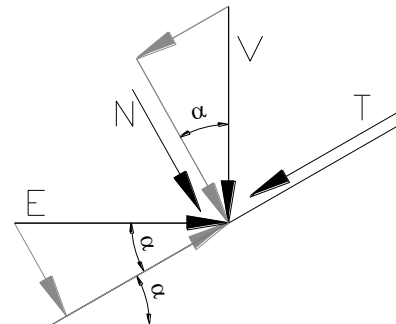
As forças normais (N) e tangenciais (T) dependem do sentido de inclinação do plano em que atuam e são obtidas a partir das forças verticais e horizontais pelas expressões:



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.

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

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

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 concreto – rocha : $\Phi = 40^\circ$

1.7.3 Parâmetros Geotécnicos

Peso específico: Enrocamento saturado (γ_{ESat}): $\gamma_{Sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Peso específico: Enrocamento submerso (γ_{ESub}): $\gamma_{Sub} = 10,00 \text{ kN/m}^3$

Ângulo de atrito interno – Enrocamento: $\Phi_{enr} = 45^\circ$

1.8 CARGAS CONSIDERADAS

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

- Peso Próprio da Estrutura;
- Peso de Água;
- Empuxo de Água;
- Peso de enrocamento;
- Empuxo de enrocamento;
- Subpressão;

- Efeito sísmico.

Para o cálculo da subpressão e do efeito sísmico serão utilizados os critérios listados nos itens a seguir.

1.8.1 Subpressão

Para as estruturas providas de sistema de drenagem, 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.

Nos pontos situados entre as extremidades de montante e de jusante, os valores da subpressão deverão ser ajustados aos seguintes critérios:

Drenos Operantes

Na linha de drenos será igual à coluna de água correspondente ao nível de jusante acrescido de 1/3 da diferença entre as pressões de água de montante e de jusante, isto é:

$$H_d = H_j + \frac{H_m - H_j}{3}$$

Se o piso da galeria estiver situado acima do nível de água de jusante, a pressão na linha de drenos será calculada como se o nível de jusante seja coincidente com o piso da galeria.

Drenos Inoperantes

A pressão varia linearmente entre os valores de H_m e H_j , definidos e localizados nas mesmas condições do item anterior.

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/s².

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:

λ - Aceleração horizontal;

H - Profundidade máxima;

ω - Peso específico da água;

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

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

Nas condições com sismo o empuxo de aterro é calculado com o coeficiente de empuxo ativo (k estático) e com outro diagrama triangular invertido com o coeficiente de empuxo dinâmico representando o sismo (k dinâmico).

Os coeficientes “ k estático” e “ k dinâmico” são calculados de acordo com a teoria de Mononobe-Okabe, apresentada no APÊNDICE G do U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS.

A figura a seguir mostra esquematicamente os diagramas adotados no cálculo.

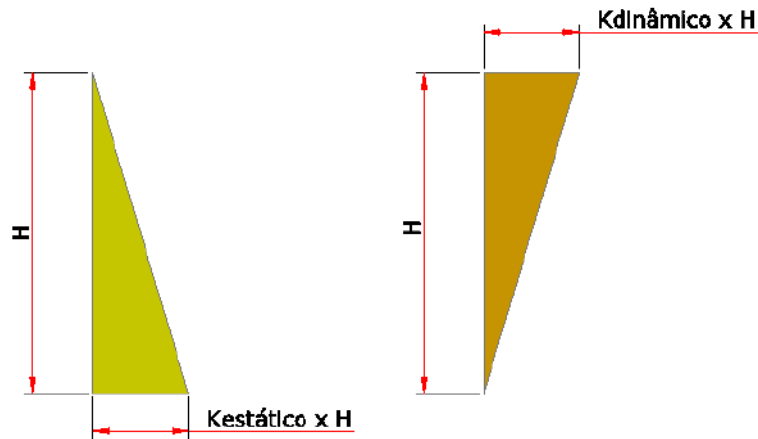


Figura 1.1 – Diagramas de empuxo de aterro nas condições com Sismo

Utilizando a formulação de Mononobe-Okabe foram obtidos os seguintes coeficientes:

- Enrocamento:

	Enrocamento
$k_{\text{dinâmico}}$	0,02
$k_{\text{estático}}$	0,16

1.9 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Foram considerados os seguintes documentos como referência:

1530-IT-B-DE-C11-0001 a 0008 - Projeto Básico – Casa de Força e Tomada de Água – Arranjo;

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

ELETROBRÁS. 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.

2. ESTRUTURA

2.1 GEOMETRIA

Apresenta-se, a seguir, a geometria da estrutura da Casa de Força, destacando-se as estruturas a serem calculadas nesta memória.

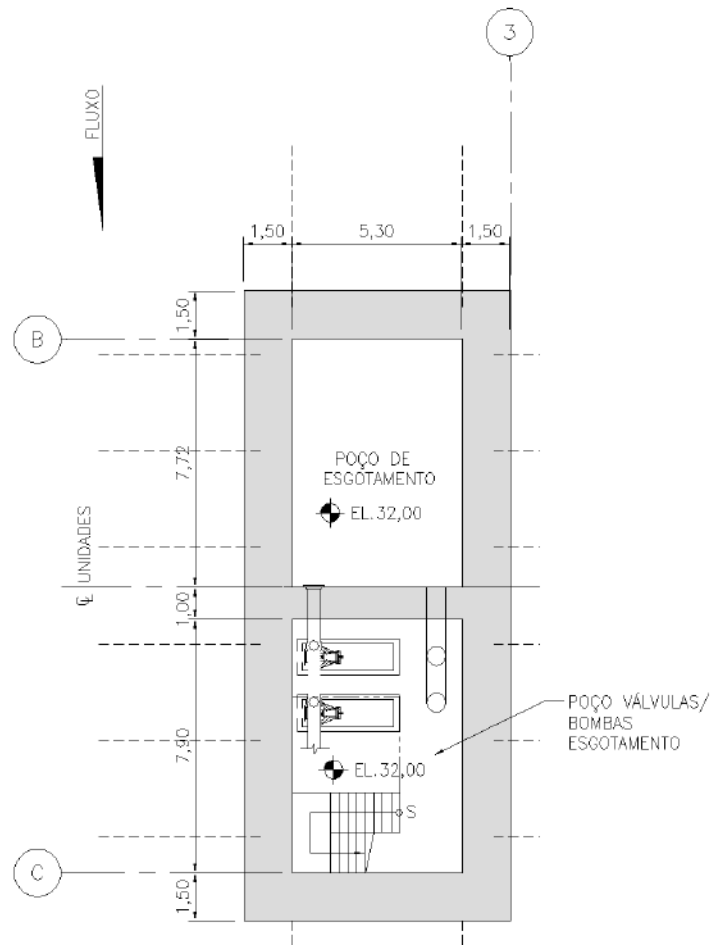


Figura 2.1 –Planta EL.32,00 (Bloco lateral)

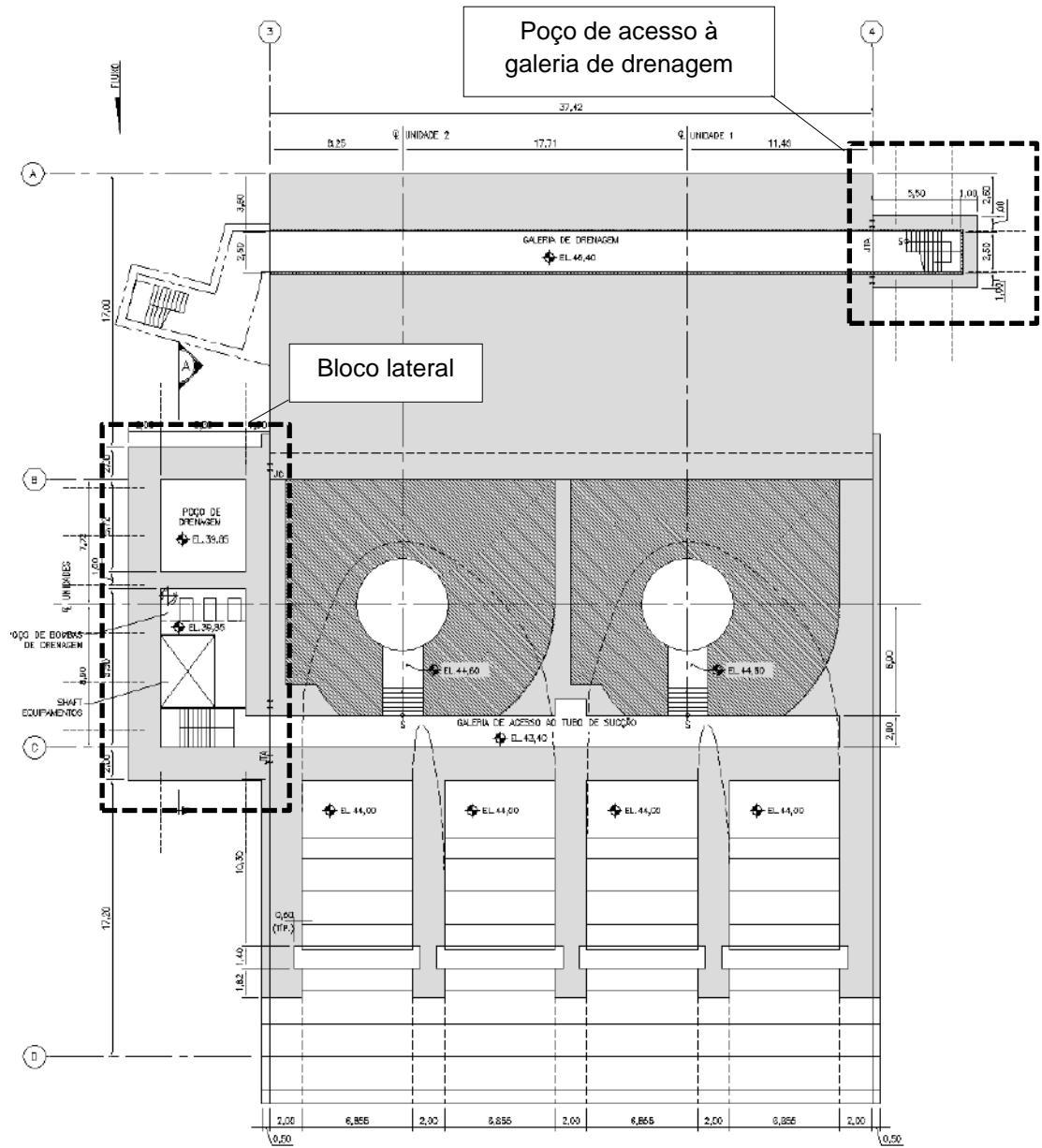


Figura 2.2 – Planta EL.43,40

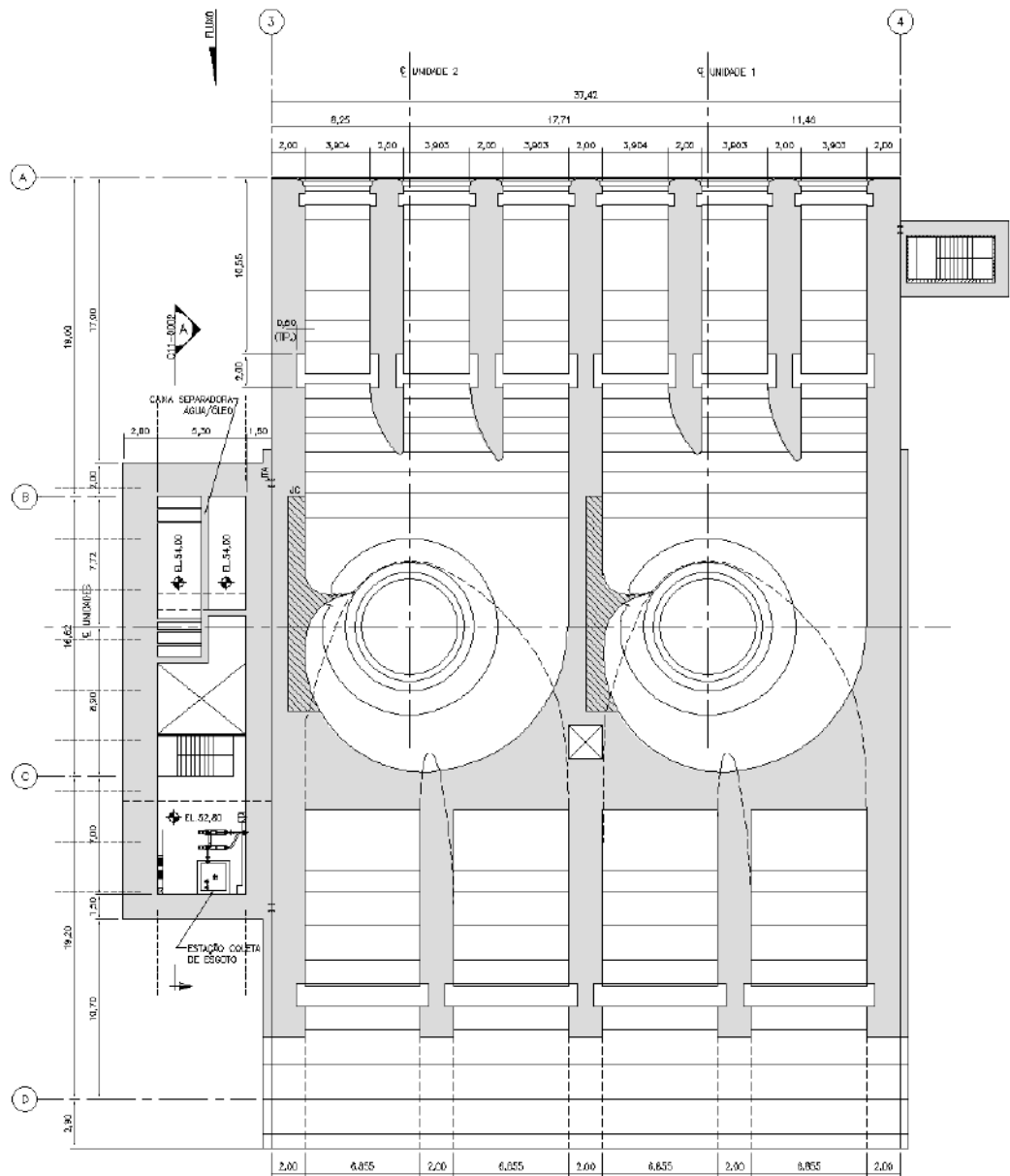


Figura 2.3 – Planta EL.52,80

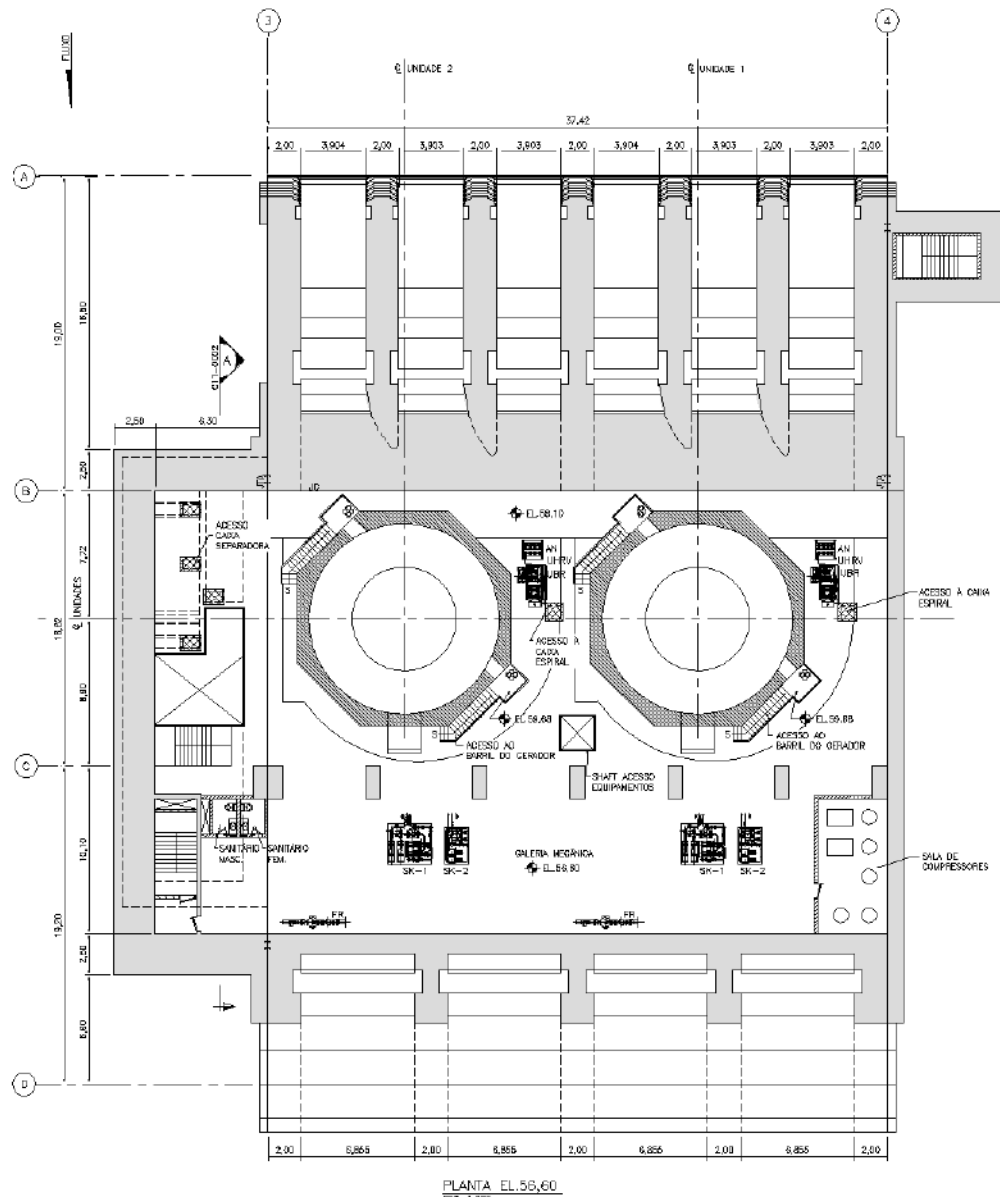


Figura 2.4 – Planta EL.56,60

UHE ITAOCARA I

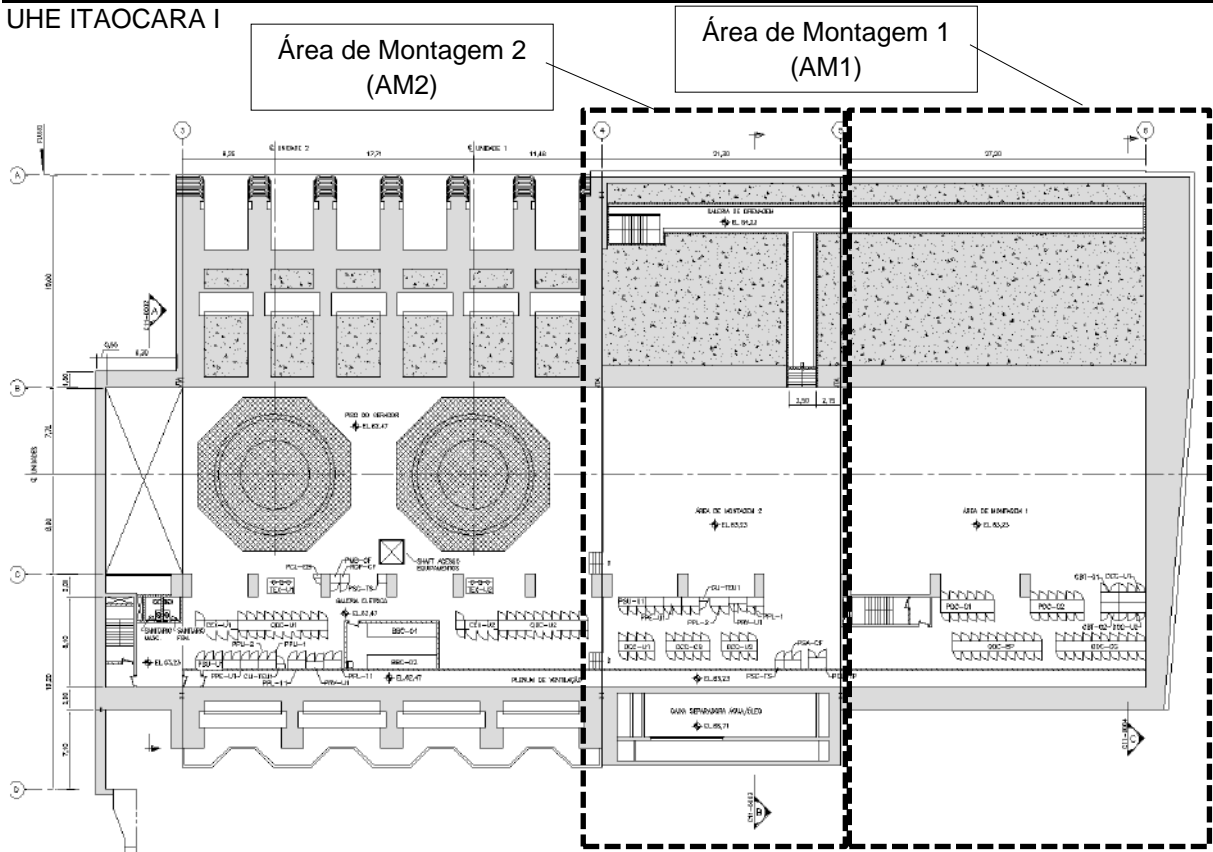


Figura 2.5 – Planta EL.63,23

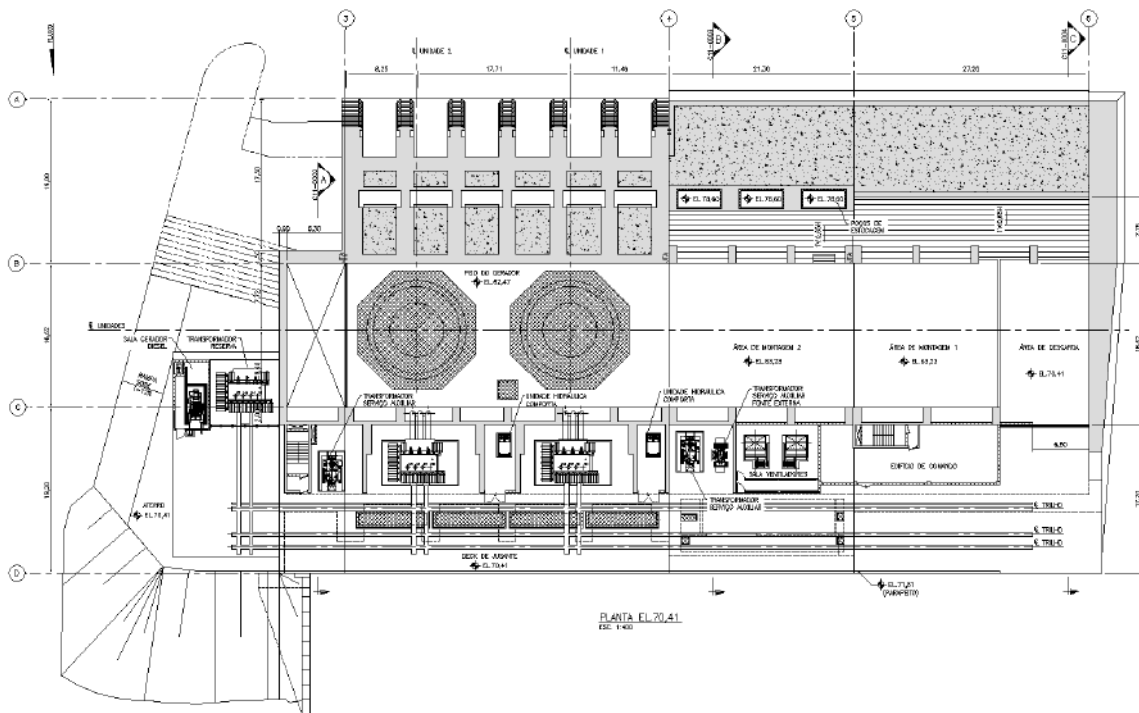


Figura 2.6 – Planta EL.70,41

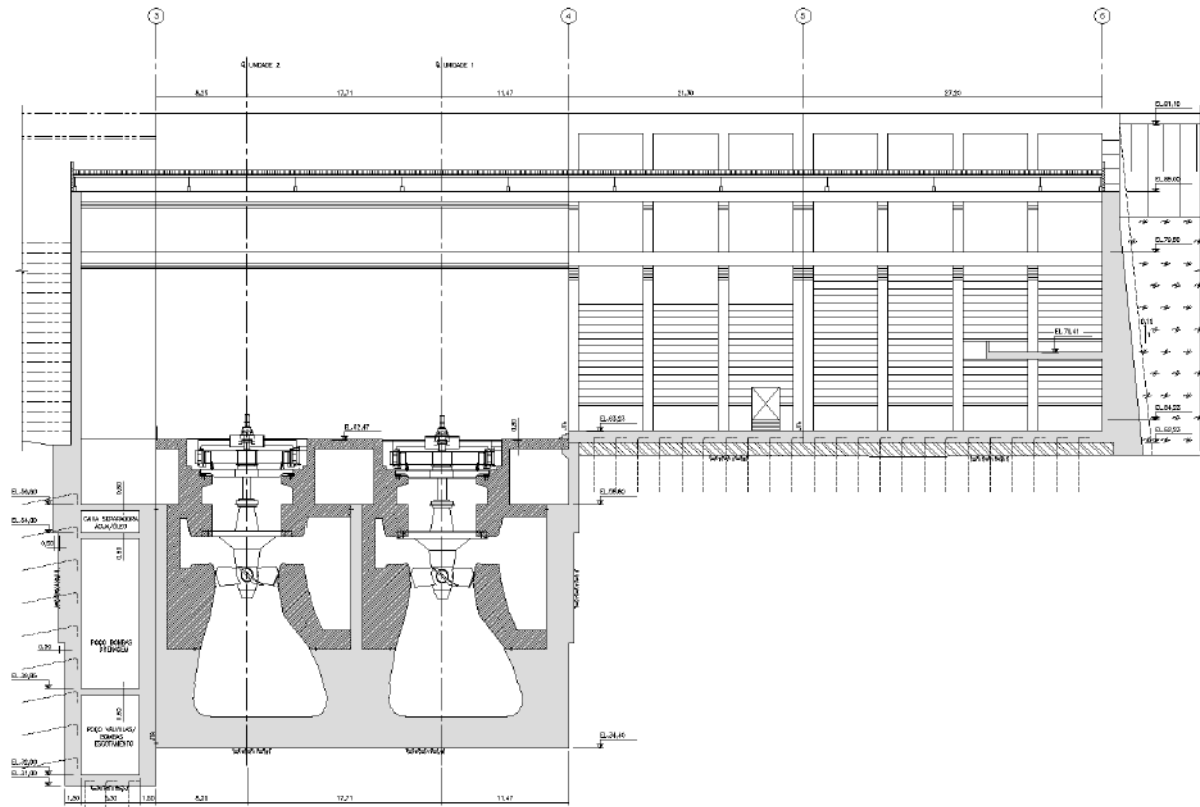


Figura 2.7 – Corte Longitudinal

UHE ITAOCARA I

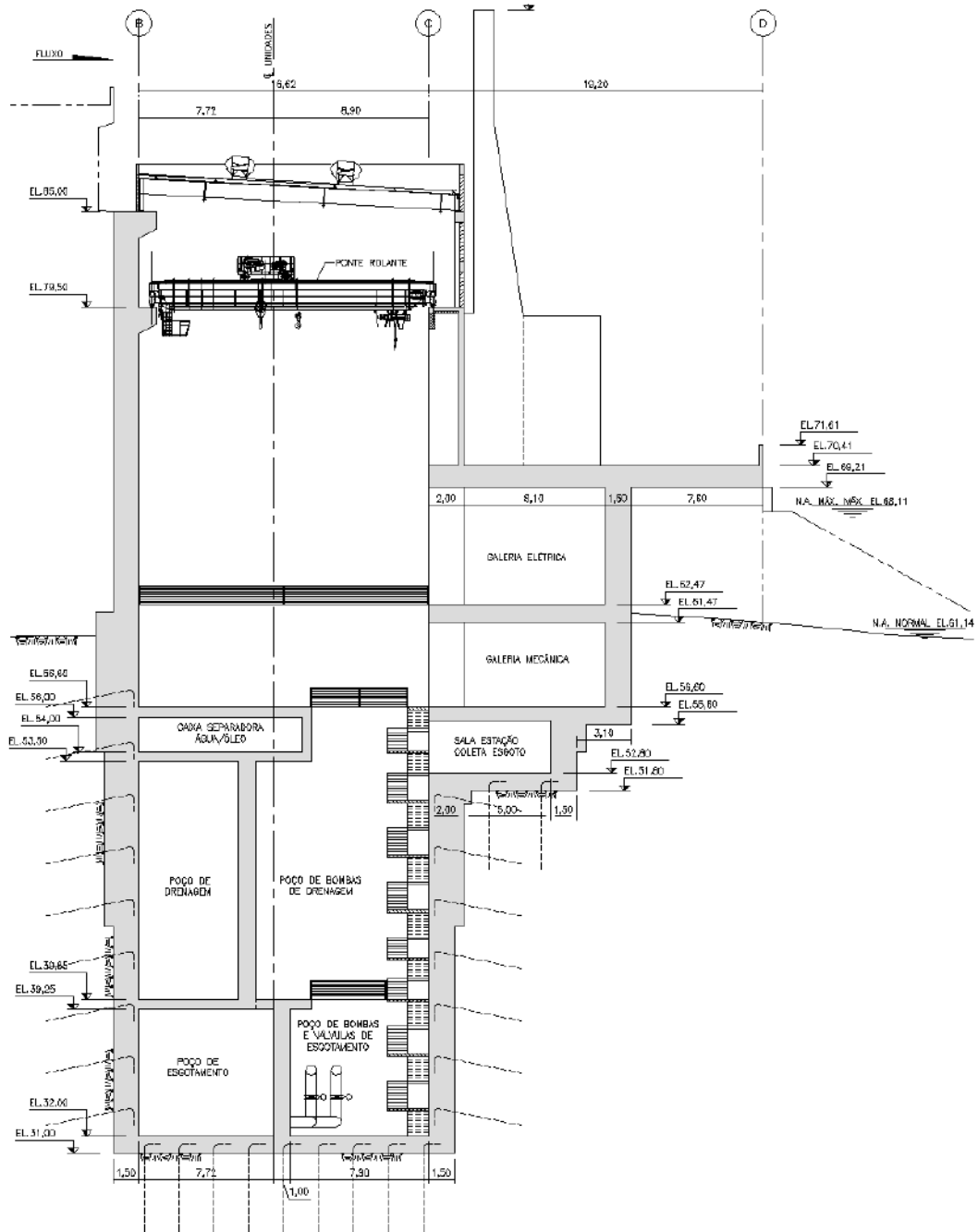


Figura 2.8 – Corte A (Bloco lateral)

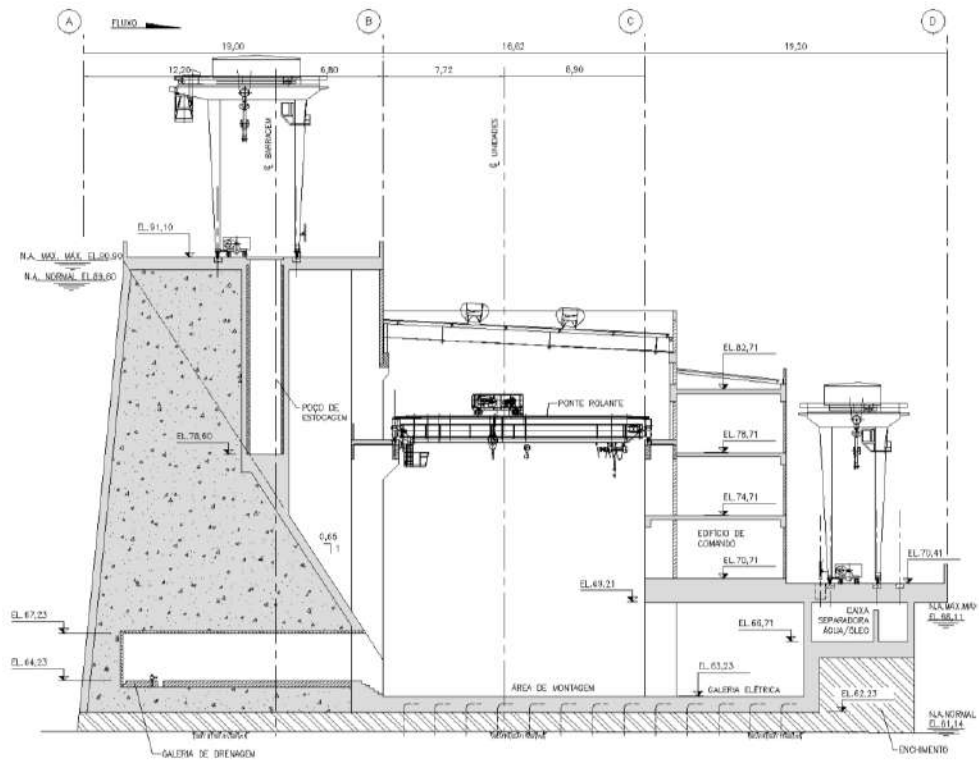


Figura 2.9 – Corte B (AM2)

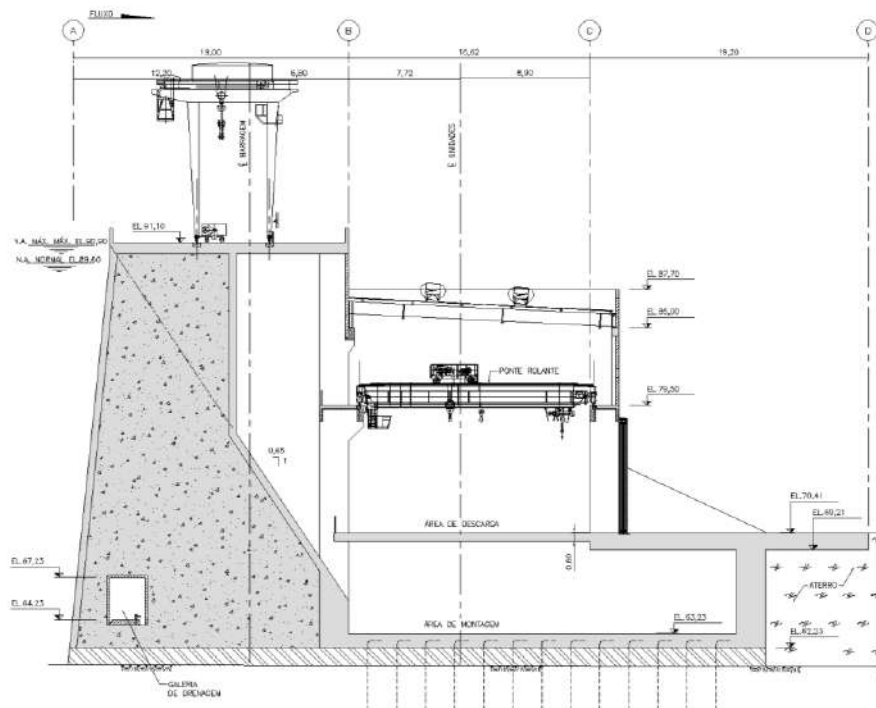


Figura 2.10 – Corte C (AM1)

2.2 ESTABILIDADE

2.2.1 Análises

A Área de Montagem 1 está localizada entre os Eixos 5 e 6, possui 31,60m de largura e, aproximadamente, 55,19m de comprimento. A Área de Montagem 2 está localizada entre os Eixos 4 e 5, possui 21,30m de largura e, aproximadamente, 55,19m de comprimento. O topo rochoso das duas Áreas de Montagem foi estimado na EL. 61,00 e o deck de coroamento está na EL.91,10. O poço de acesso à galeria de drenagem está localizado dentro da AM2, no entanto, esta estrutura foi analisada separadamente.

Tanto a AM1, quanto a AM2, foram separadas em três subestruturas com análises de estabilidade distintas. No item 4, estão apresentados os cálculos das subestruturas componentes da AM1 e, no item 5, da AM2. Estas subestruturas são:

- Estruturas de montante – localizadas entre Eixos A e B;
- Lajes Centrais – localizadas entre Eixos B e C;
- Estruturas de Jusante – localizadas entre os Eixos C e D.

As estruturas de Montante e Jusante foram verificadas para tombamento, deslizamento, flutuação e tensões na base.

O Bloco Lateral e o Poço de acesso à galeria de drenagem, assim como as Lajes Centrais, foram verificados apenas à flutuação, adotando-se os mesmos critérios adotados nas Lajes Centrais para verificação da necessidade de ancoragem e cálculo das mesmas, quando necessário.

Tanto para a Área de Montagem 1 como para a Área de Montagem 2, as Lajes Centrais apresentam as mesmas características que influenciam na análise de estabilidade e no cálculo de ancoragem, ou seja, estão entre os eixos B e C e possuem a mesma espessura (1 metro). Portanto, as verificações apresentadas para a AM1 se equivalem para a AM2, e estes cálculos estão apresentados no item 5.3.

2.2.2 Linhas piezométricas

A Galeria de Drenagem, presente nas Áreas de Montagem 1 e 2, e os drenos “meia-cana”, presentes apenas na Área de Montagem 2, foram considerados no cálculo das linhas piezométricas conforme descrito no item 1.8.1. A seguir, estão apresentadas as variações de pressões na base das estruturas.

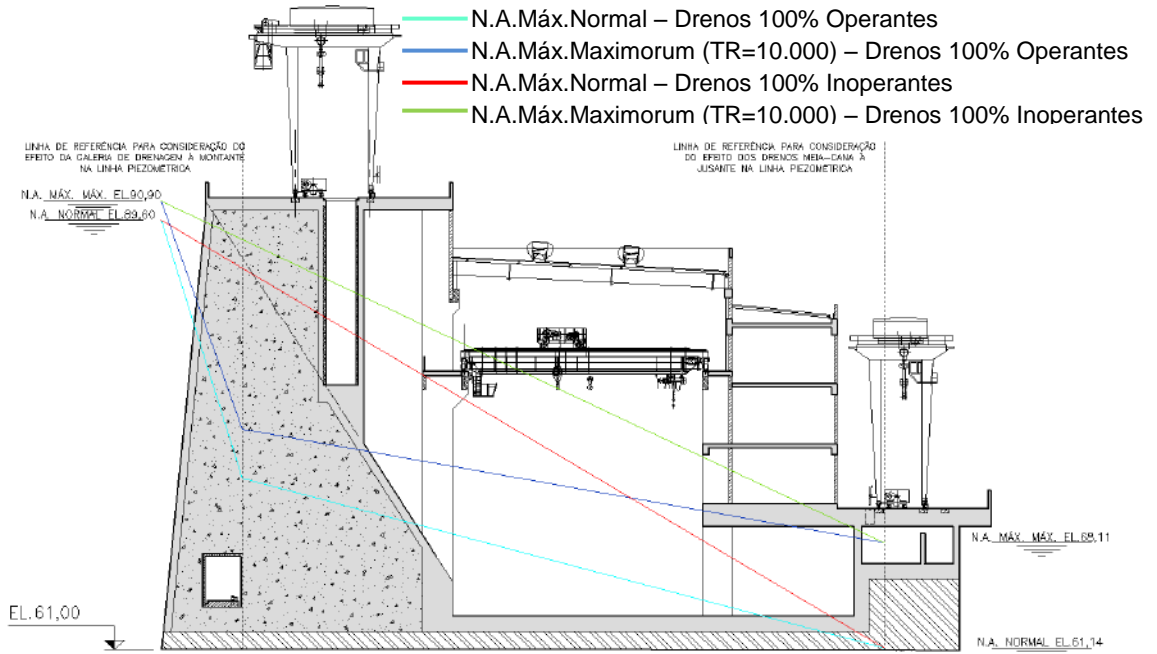


Figura 2.11 – Linhas piezométricas – AM1

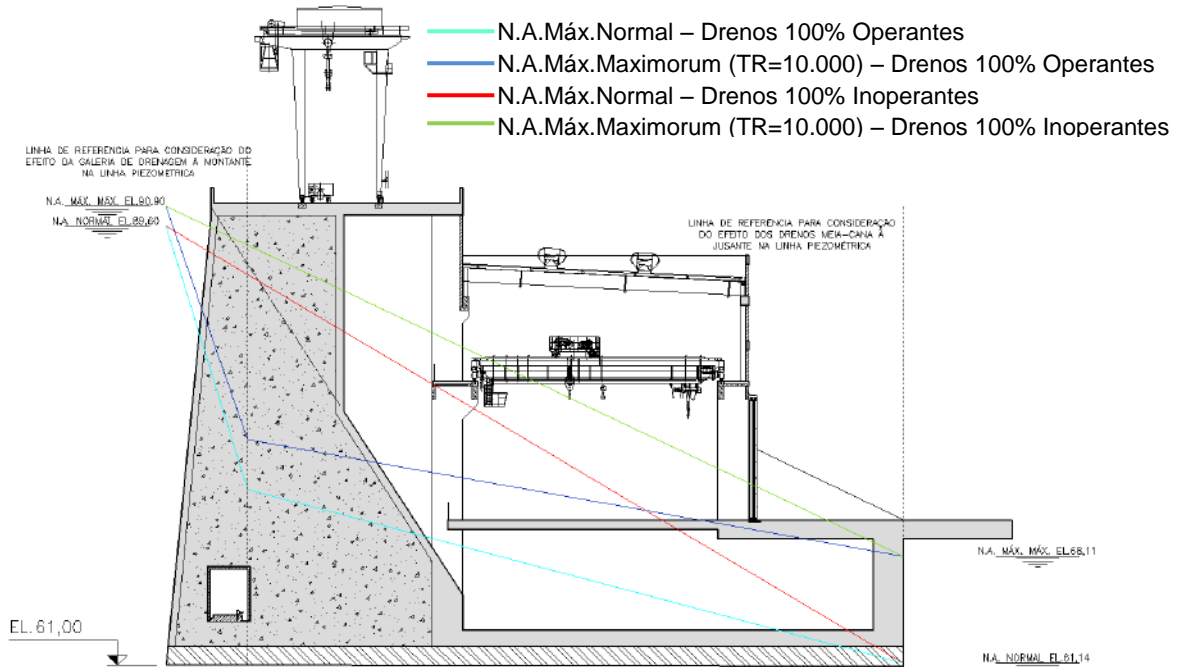


Figura 2.12 – Linhas piezométricas – AM2

Para o Poço de Acesso á Galeria de Drenagem, que comunica a AM2 com a Casa de Força, serão consideradas as mesmas linhas piezométricas apresentadas acima.

No bloco lateral, a linha piezométrica varia apenas de acordo com o N.A. de Montante e Jusante, conforme figura a seguir.

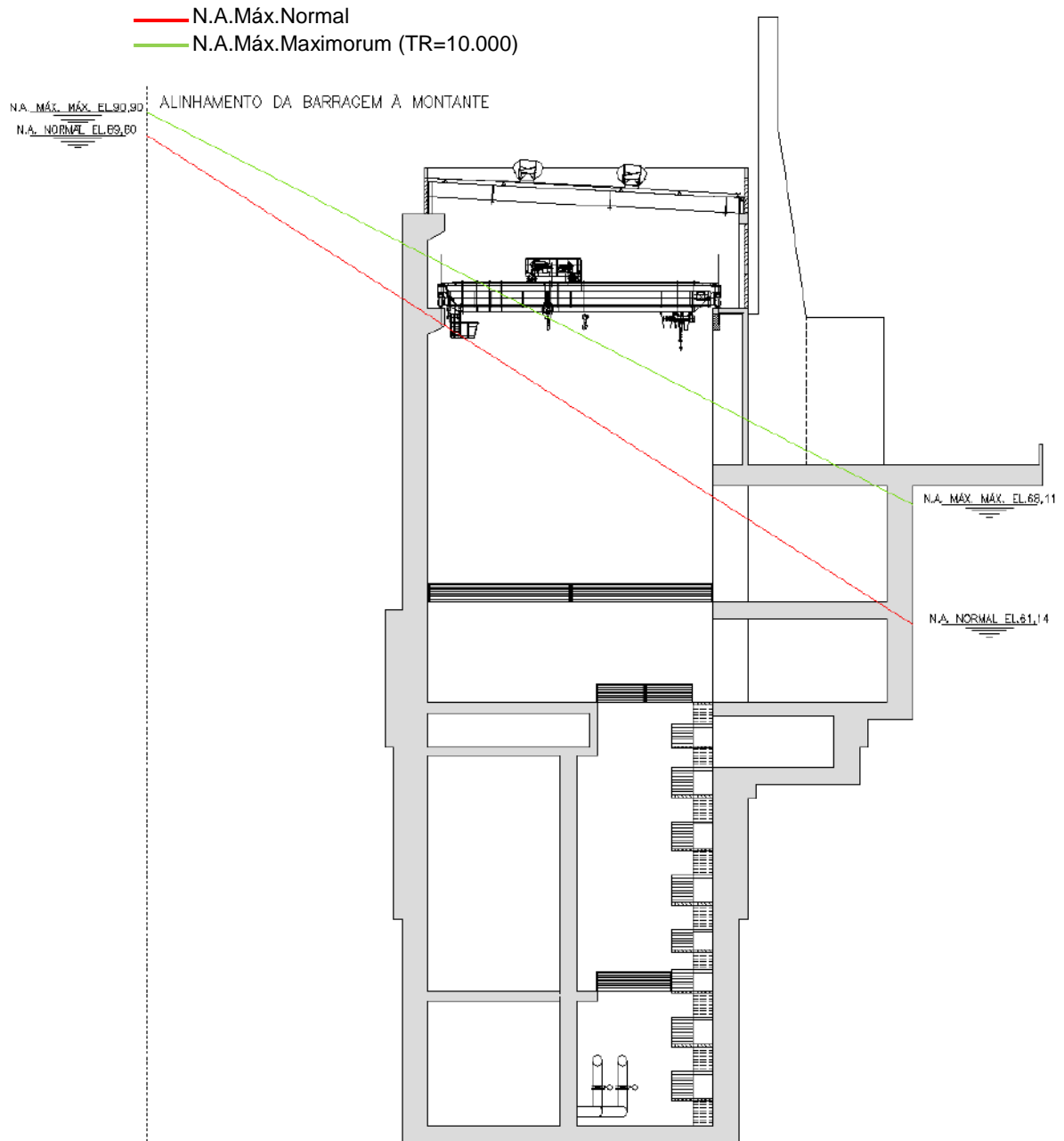


Figura 2.13 – Linhas piezométricas – Bloco Lateral

3. CASOS DE CARREGAMENTO

Foram analisados os casos de carregamento para as estruturas com Galeria de Drenagem conforme especificados na tabela abaixo:

Caso de Carregamento	N.A. Montante	N.A. Jusante	Drenos	Observações
CCN	89,60	61,14	100% Operantes	-
CCE 1	90,90	68,11	100% Operantes	-
CCE 2	89,60	61,14	100% Inoperantes	-
CCE 3	89,60	61,14	100% Operantes	Sismo
CCL 1	90,90	68,11	100% Inoperantes	-
CCL 2	90,90	68,11	100% Operantes	Sismo
CCL 3	89,60	61,14	100% Inoperantes	Sismo

- CCN – Caso de Carregamento Normal: Nível de água máximo normal à montante e à jusante e drenos 100% operantes;
- CCE1 – Caso de Carregamento Excepcional 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante e drenos 100% operantes;
- CCE2 – Caso de Carregamento Excepcional 2: Nível de água máximo normal à montante e à jusante e drenos 100% inoperantes;
- CCE3 – Caso de Carregamento Excepcional 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% operantes e efeito sísmico;
- CCL1 – Caso de Carregamento Limite 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante e drenos 100% inoperantes;
- CCL2 – Caso de Carregamento Limite 2: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante, drenos 100% operantes e efeito sísmico;
- CCL3 – Caso de Carregamento Limite 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% inoperantes e efeito sísmico.

UHE ITAOCARA I

Para o Bloco Lateral, desprovido de Galeria de Drenagem, serão analisados os seguintes casos:

Caso de Carregamento	N.A. Montante	N.A. Jusante	Observações
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; efeito sísmico;
- CCL – Caso de Carregamento Limite: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante; efeito sísmico;

4. ÁREA DE MONTAGEM 1 – AM1

Apresenta-se, a seguir, a geometria da Área de Montagem 1.

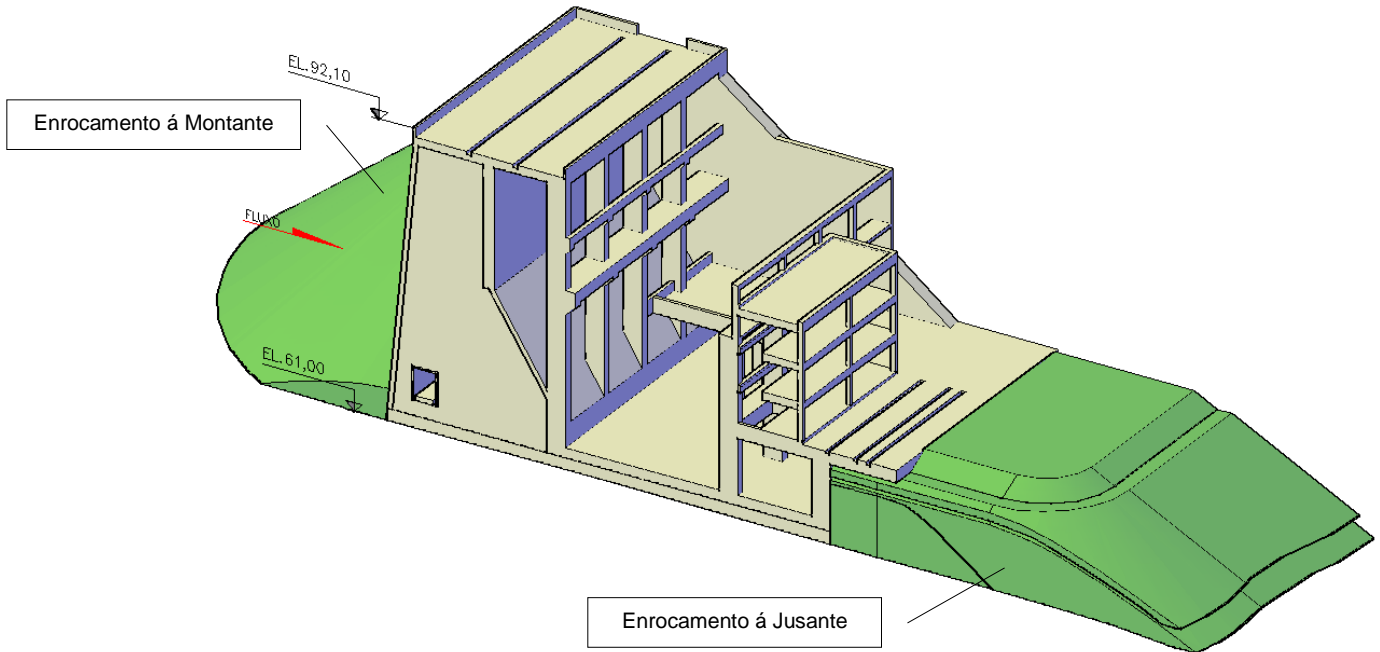


Figura 4.1 – Área de Montagem 1 – Entre eixos 5 e 6 – Visualização 3D – Vista de Jusante

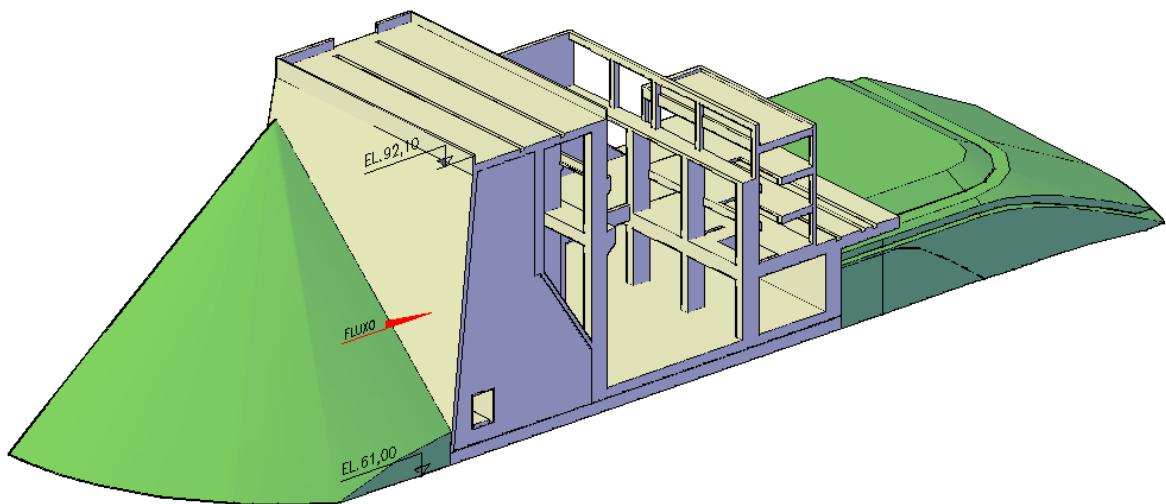


Figura 4.2 – Área de Montagem 1 – Entre eixos 5 e 6 – Visualização 3D – Vista de Montante

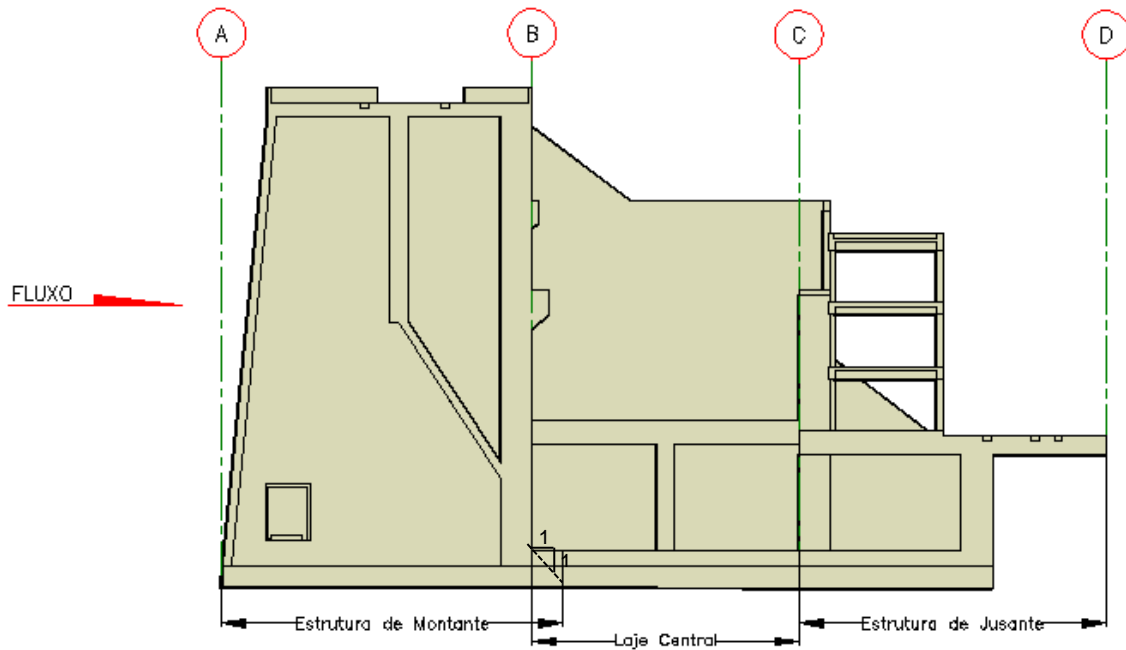


Figura 4.3 – Área de Montagem 1 – Subestruturas

4.1 ESTRUTURA DE MONTANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Montante da AM1, conforme modelo apresentado a seguir.

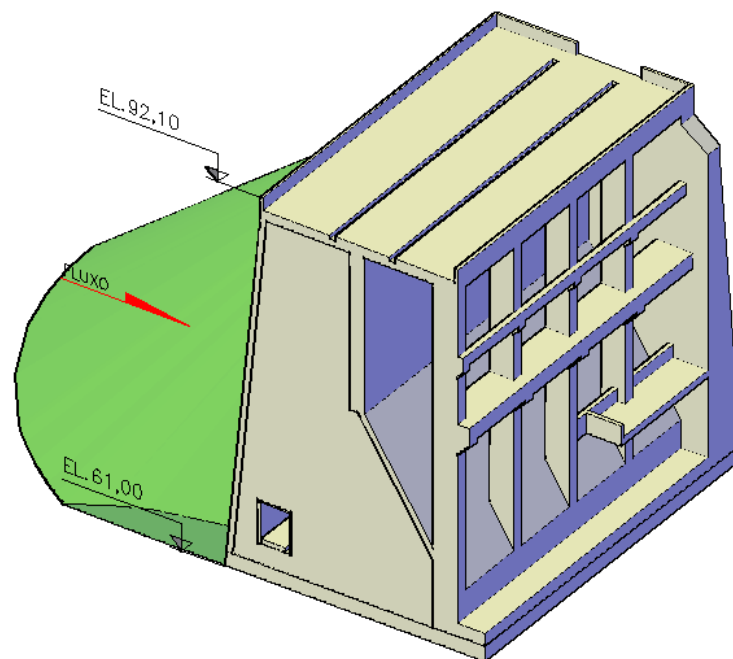


Figura 4.4 – Área de Montagem 1 – Estrutura de Montante

4.1.1 Casos de Carregamento

4.1.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m
 N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m
 Drenos 100% operantes.

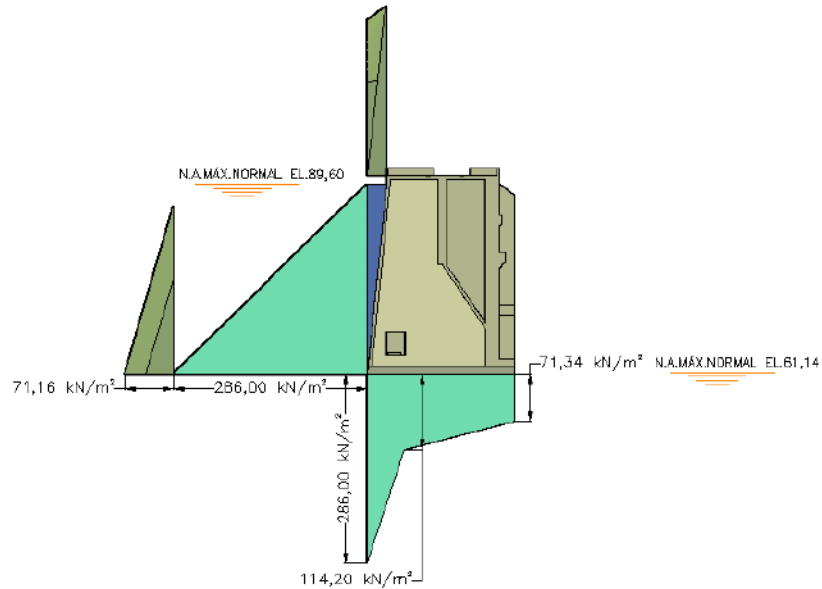


Figura 4.5 – Carregamentos CCN – Seção

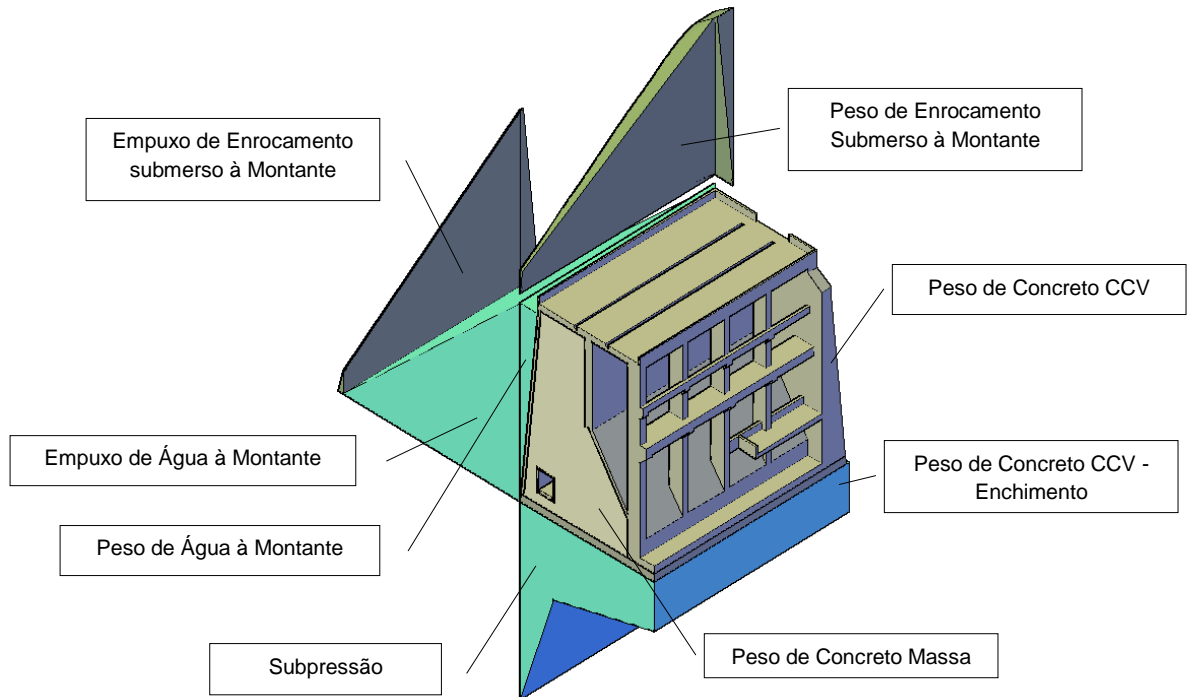


Figura 4.6 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

4.1.1.2 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

Drenos 100% operantes.

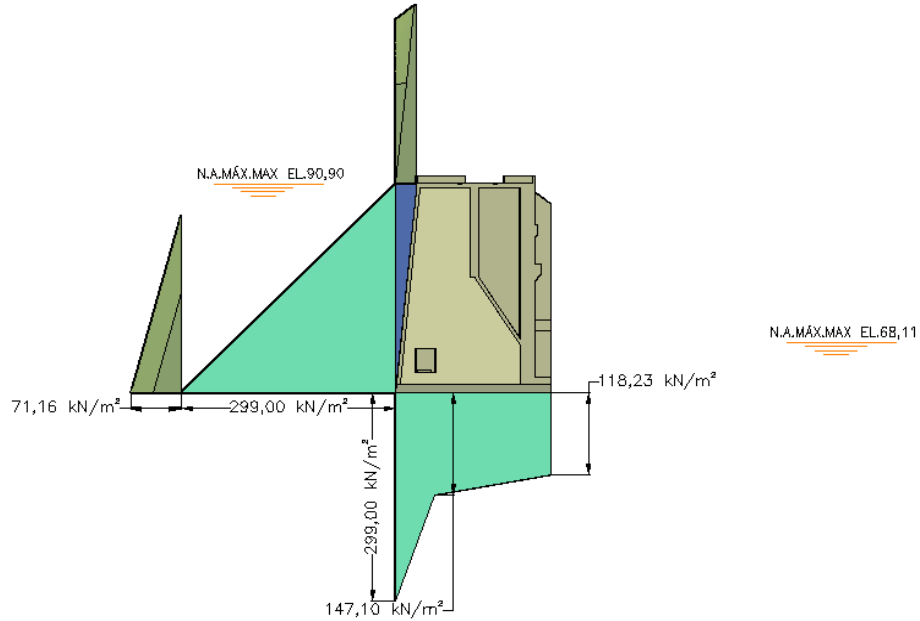


Figura 4.7 – Carregamentos CCE1 – Seção

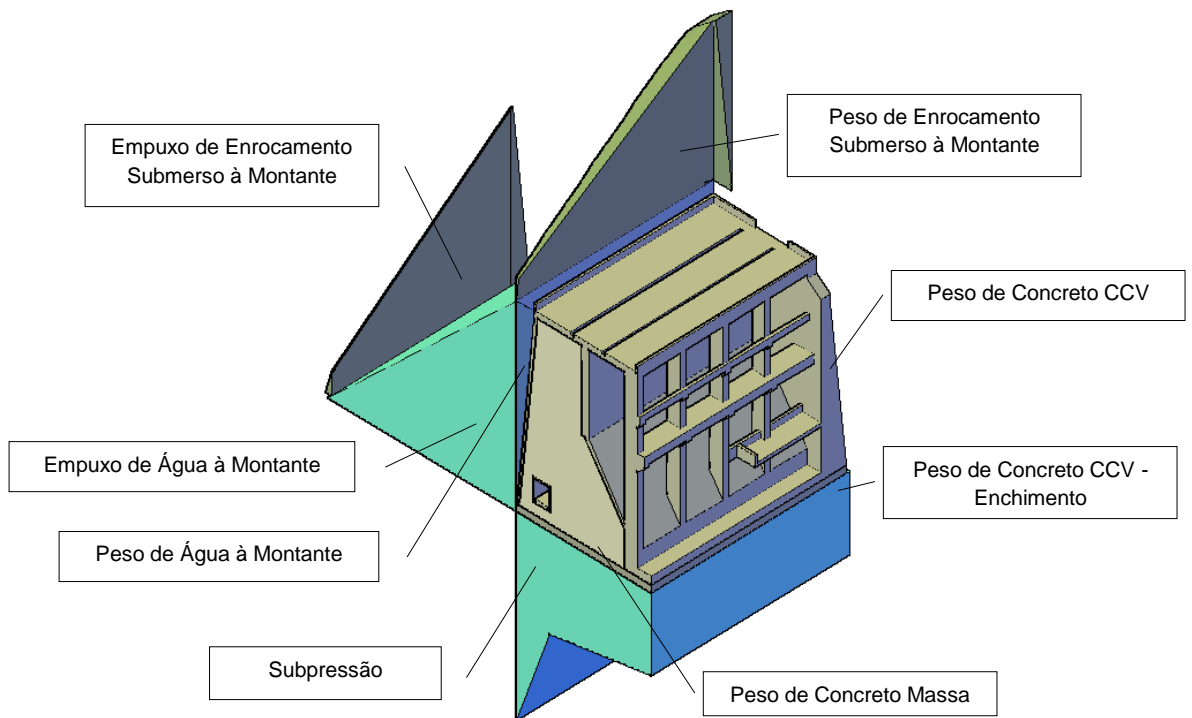


Figura 4.8 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

4.1.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

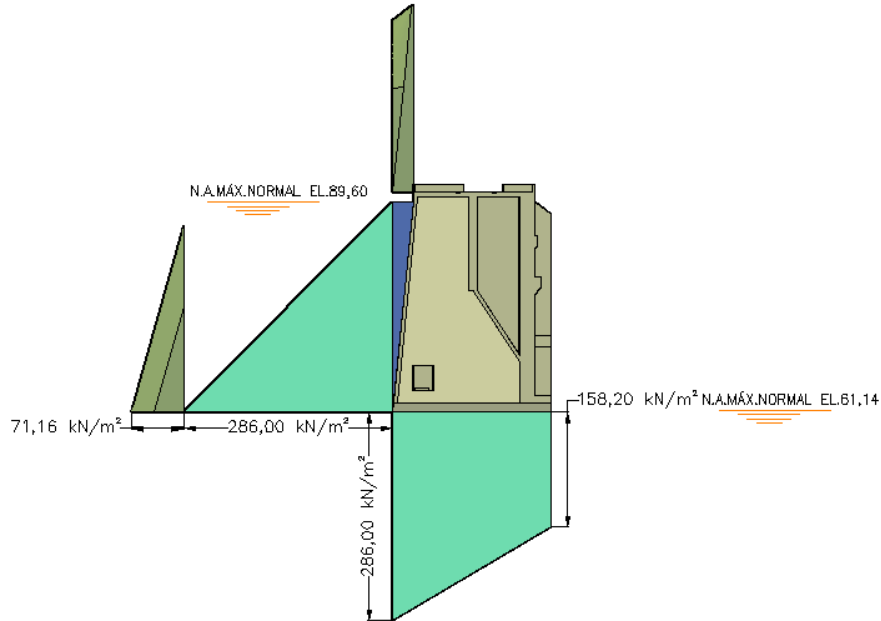


Figura 4.9 – Carregamentos CCE2 – Seção

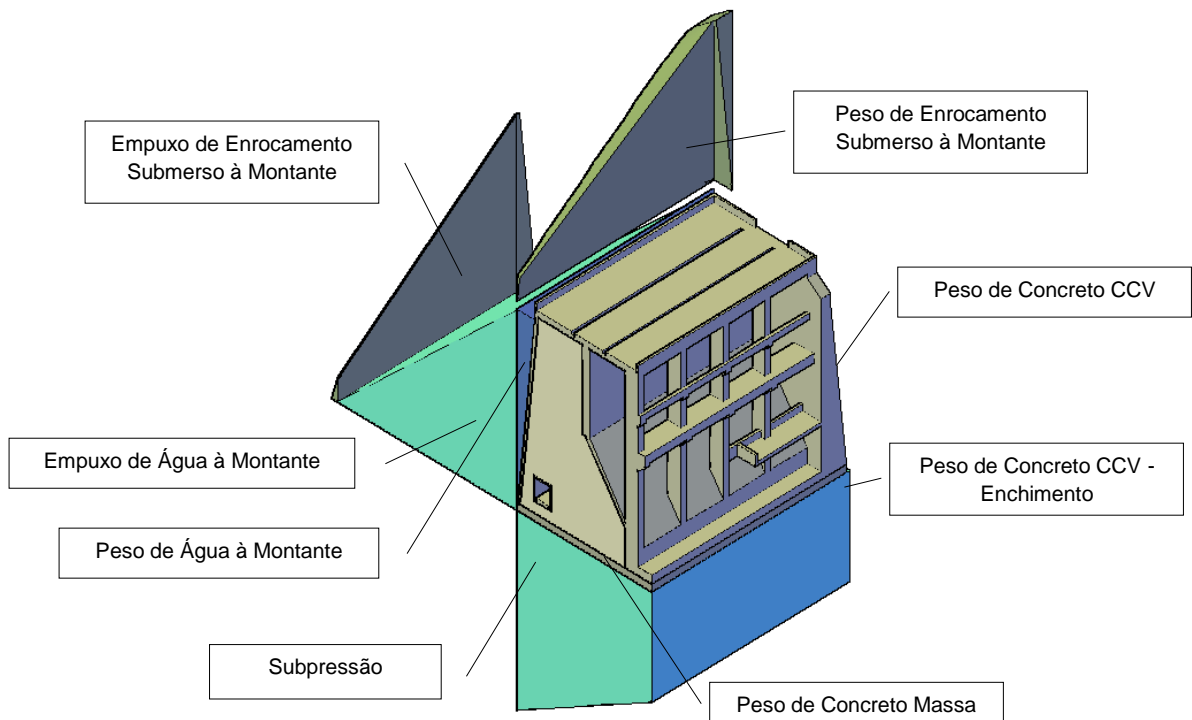


Figura 4.10 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

4.1.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

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

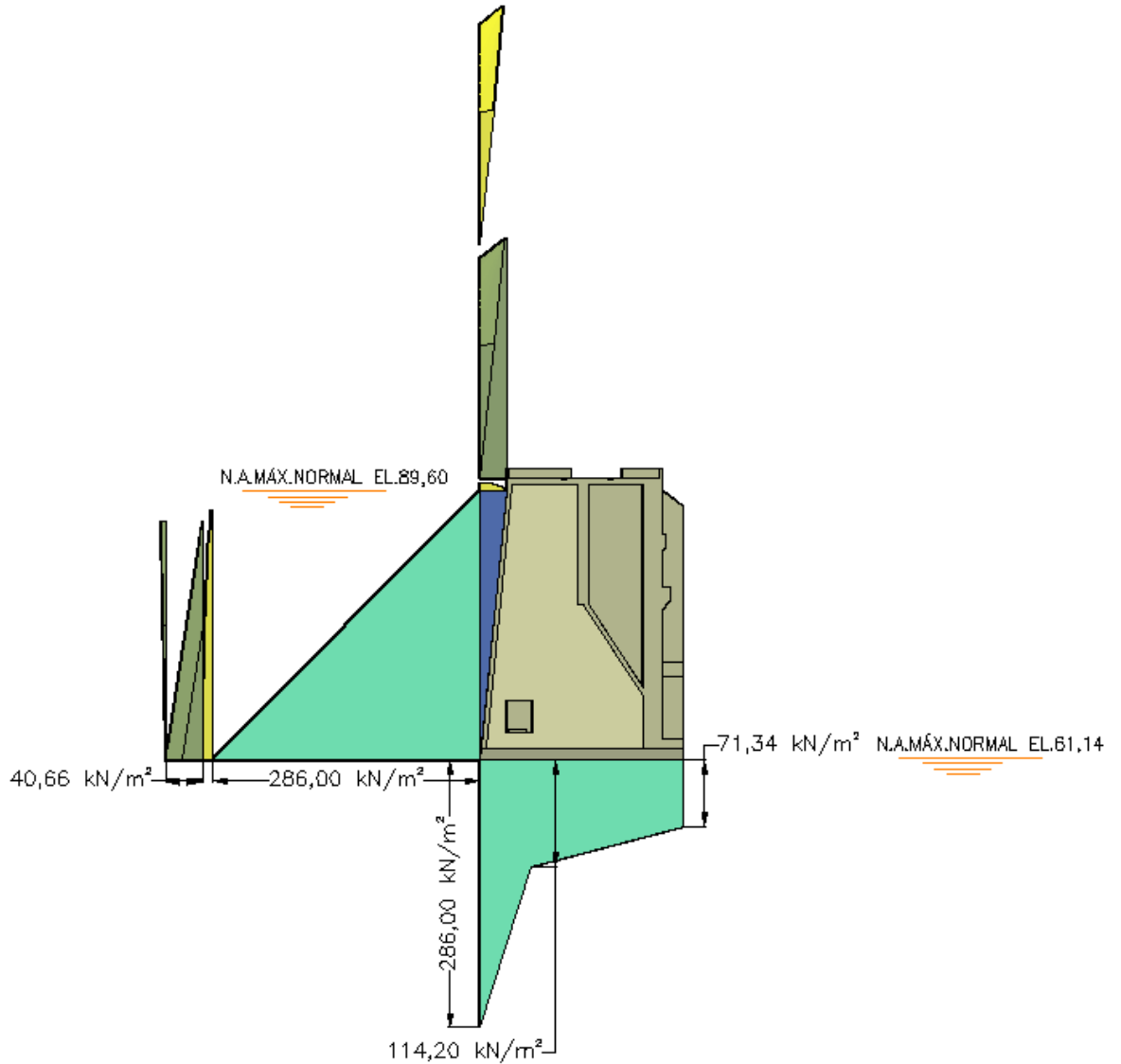


Figura 4.11 – Carregamentos CCE3 – Seção

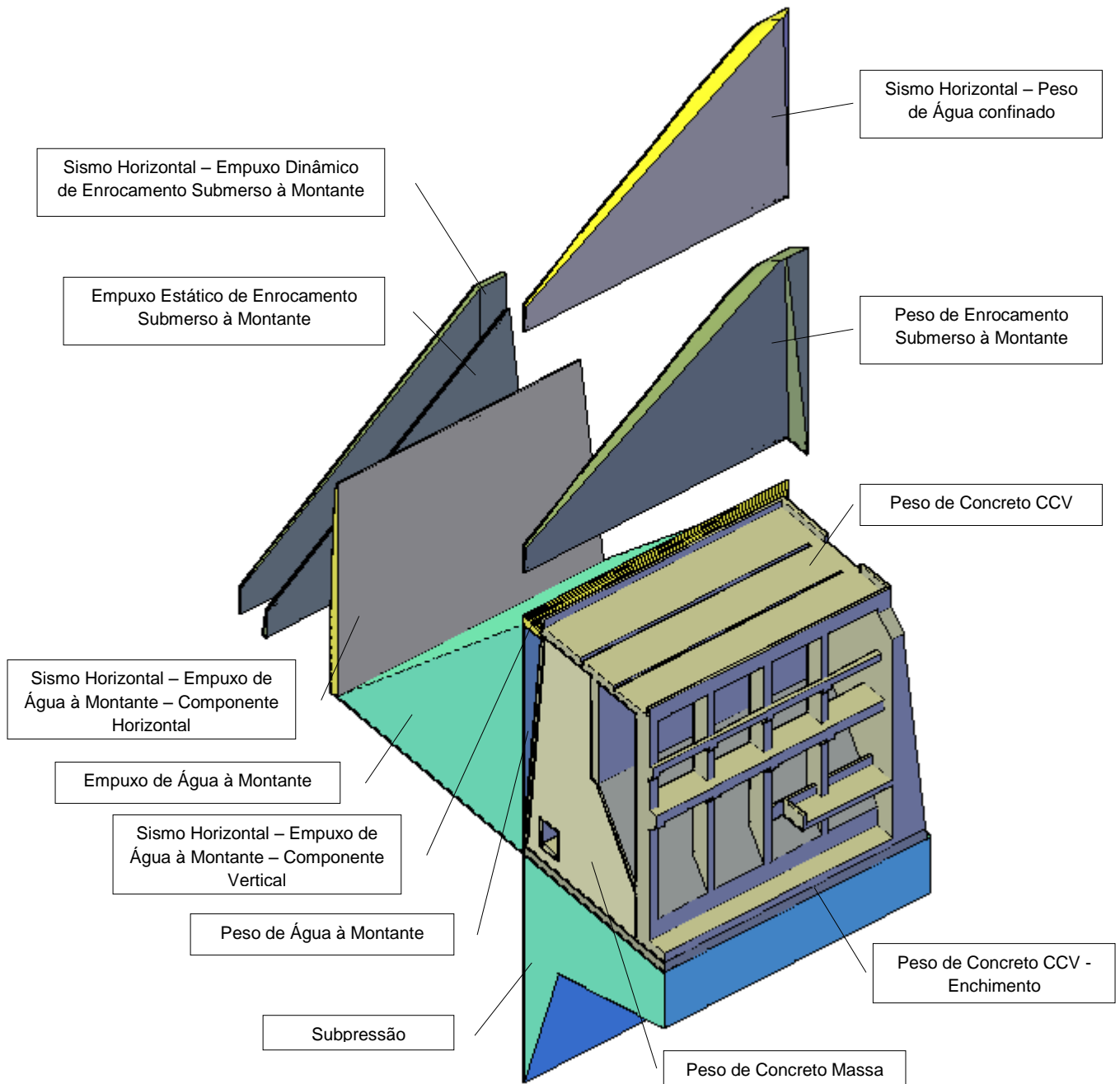


Figura 4.12 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

4.1.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes.

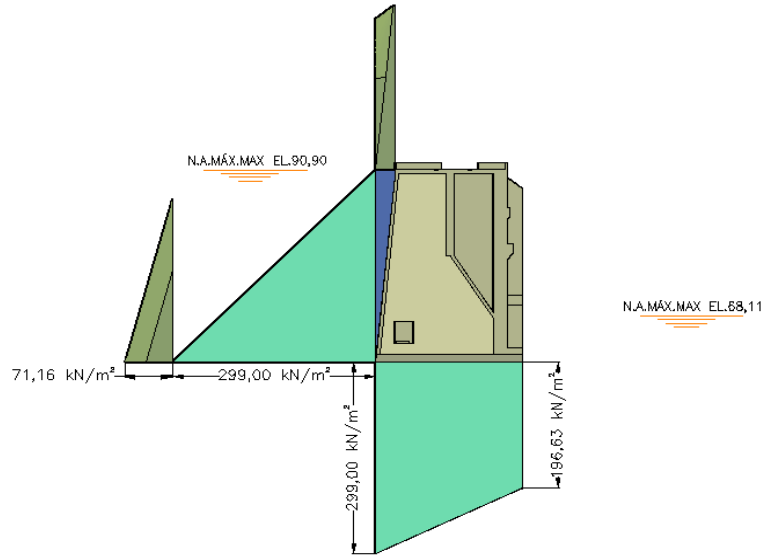


Figura 4.13 – Carregamentos CCL1 – Seção

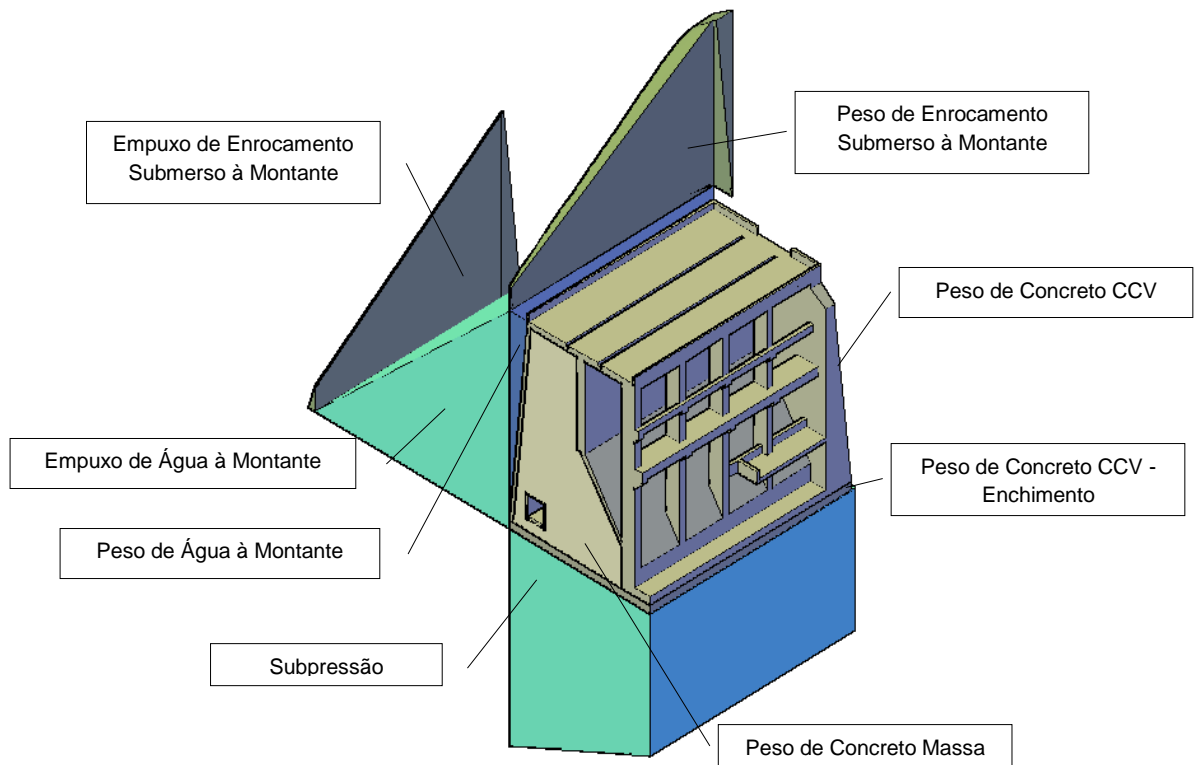


Figura 4.14 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

4.1.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes.

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

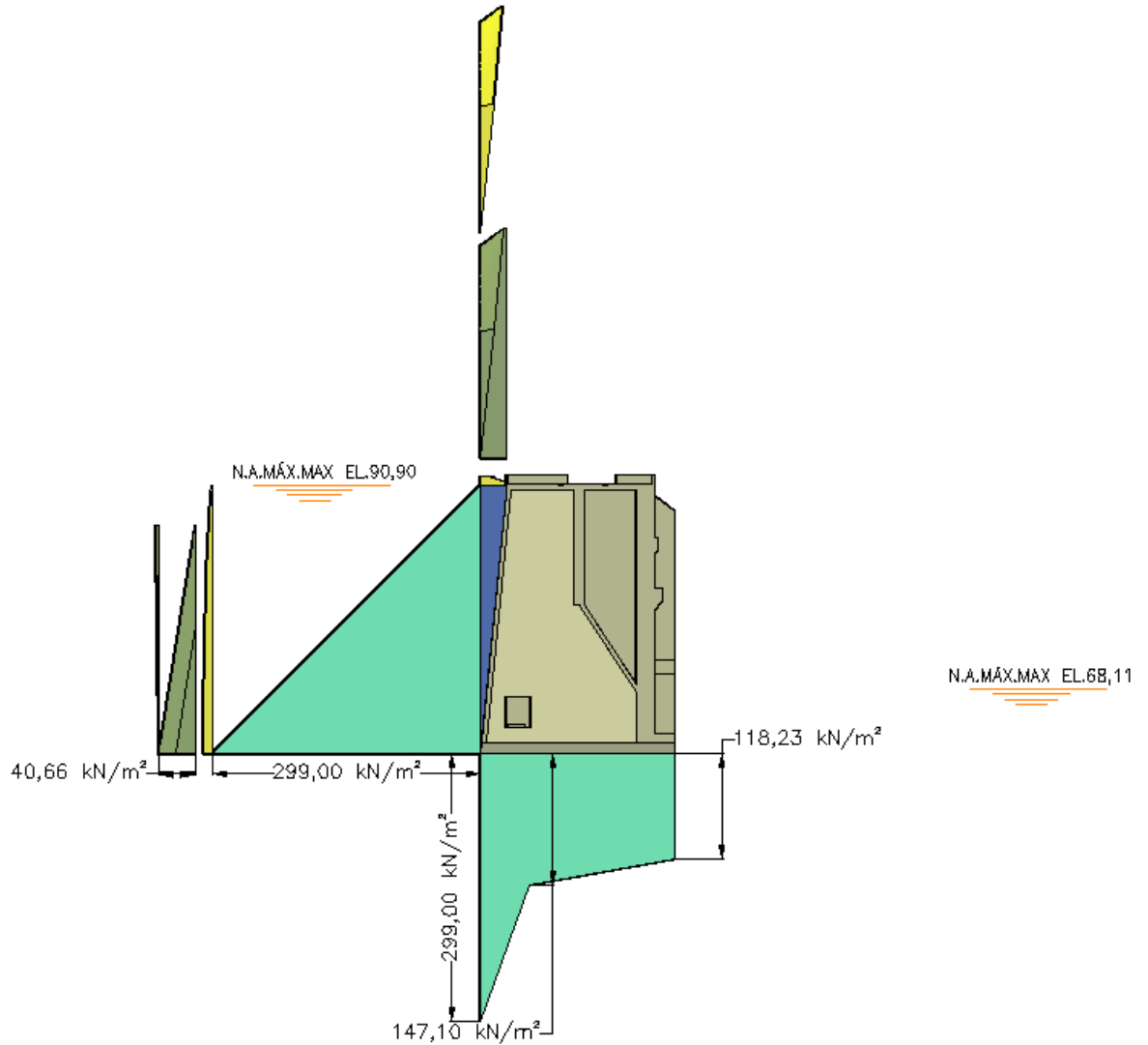


Figura 4.15 – Carregamentos CCL2 – Seção

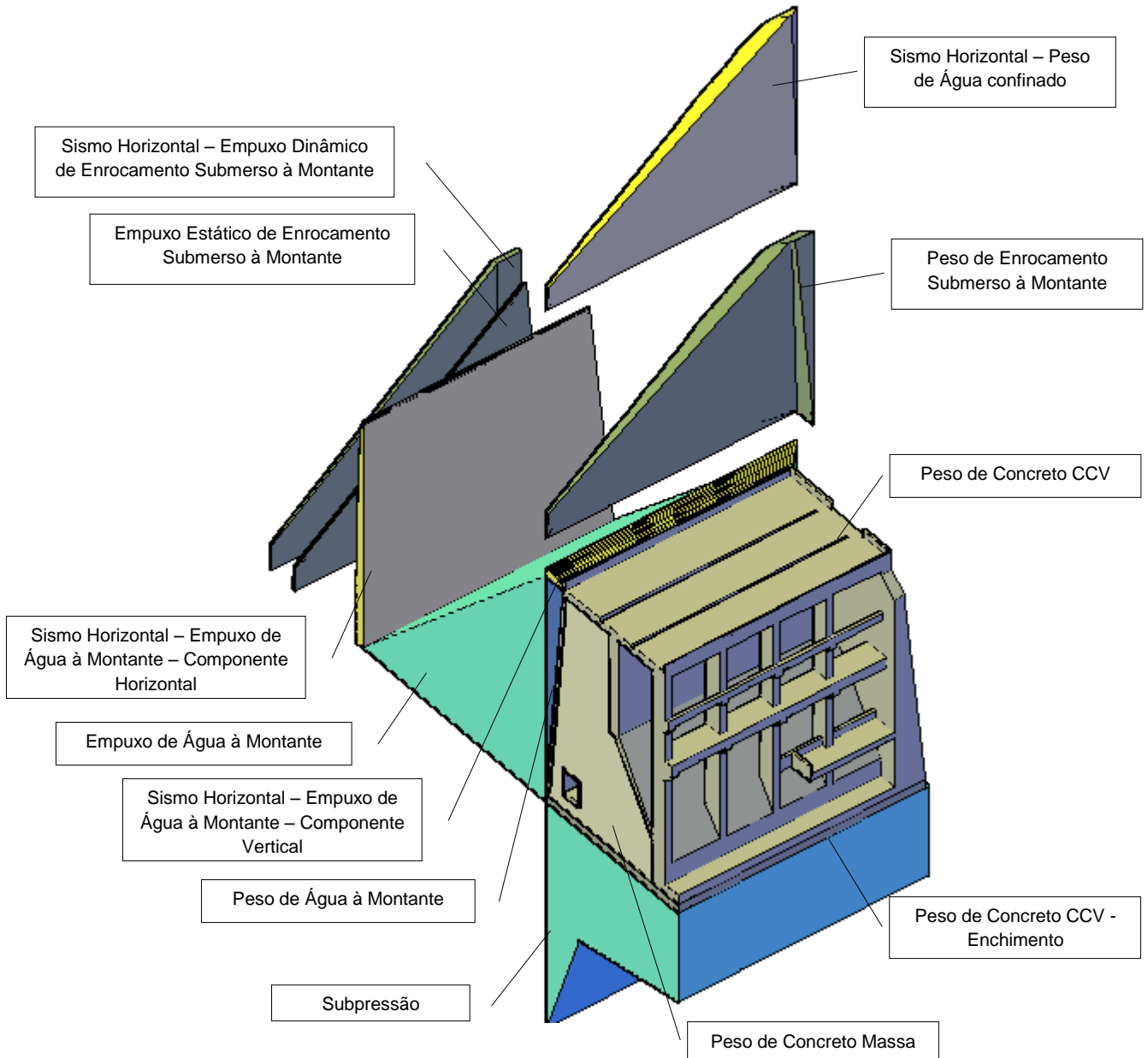


Figura 4.16 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

4.1.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

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

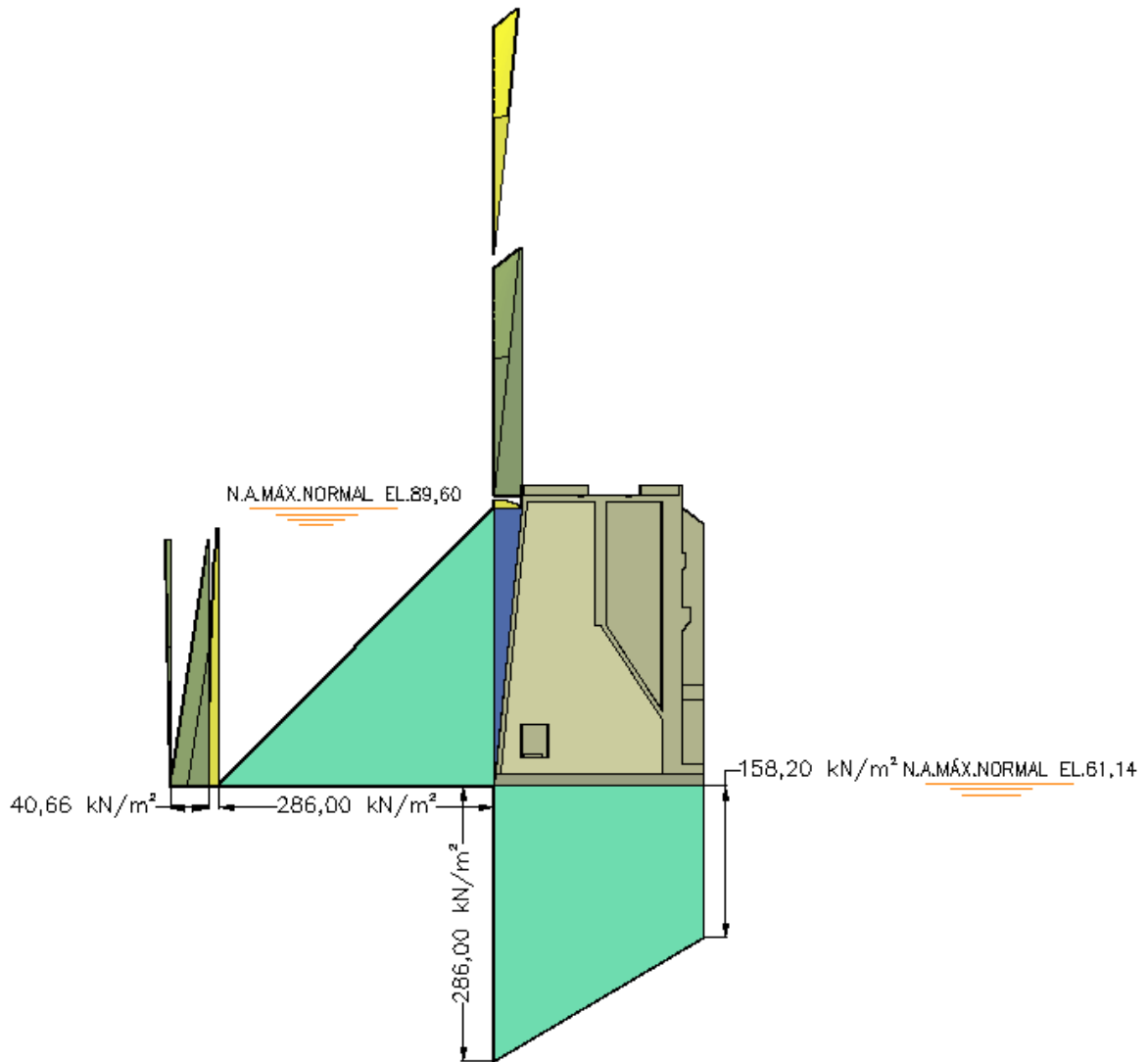


Figura 4.17 – Carregamentos CCL3 – Seção

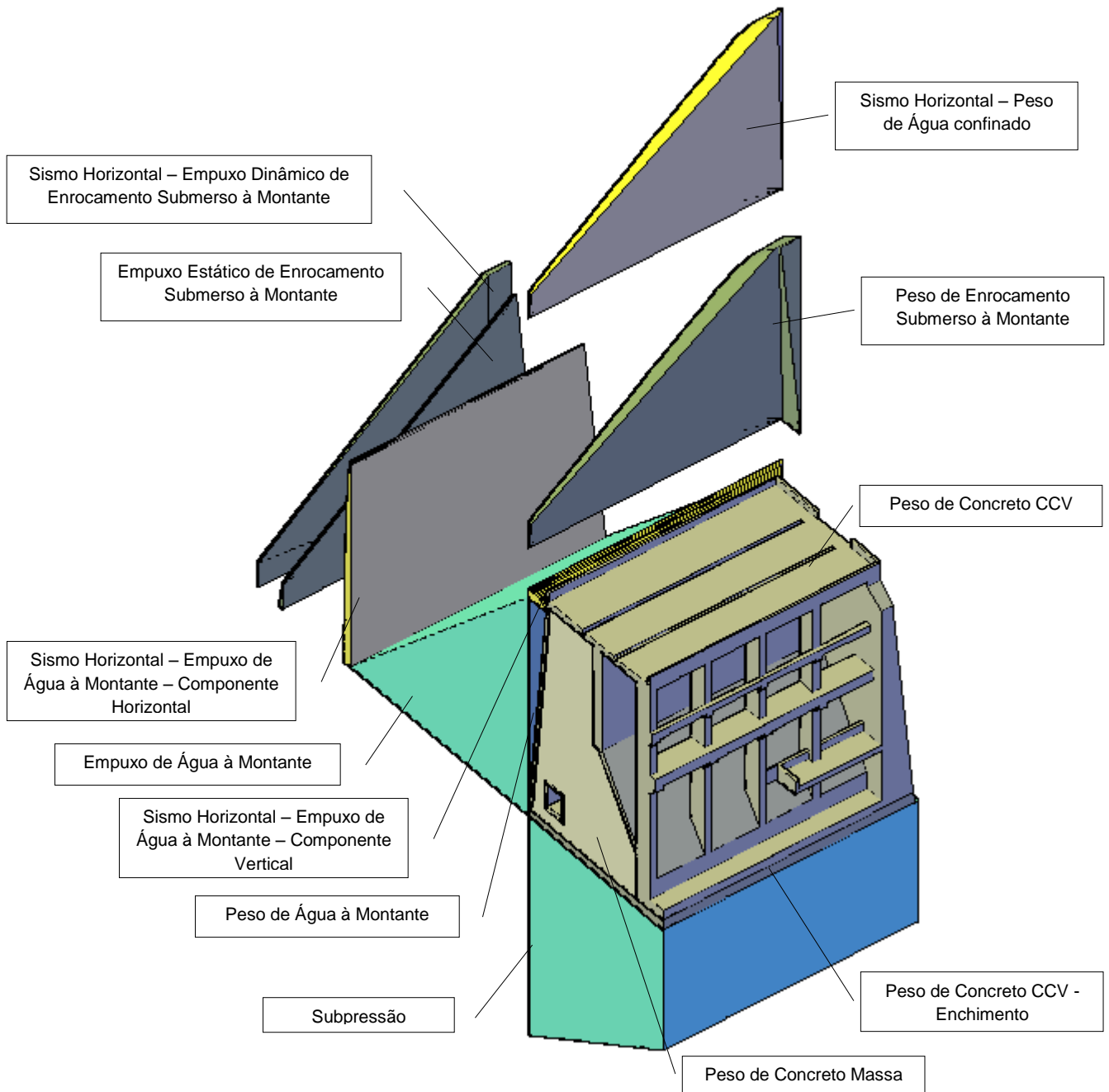


Figura 4.18 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

4.1.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) 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.

4.1.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00	V ₄ = -12.565,50	20,66		M ₄ = 259.603,23
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00	T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	8.180,77	10,00	U = 81.807,70	13,13		M ₈ = -1.074.135,10

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	320.233,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	81.807,70 kN	$\sum M_E =$	4.114.300,93 kNxm
$\sum V - \sum U =$	238.425,90 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1 + T_2$	137.641,00 kN	$\sum M_T =$	2.331.619,51 kNxm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,91 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,76 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,45 < 1,50	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		$\phi = 40^\circ$	
		FSD _φ = 1,50	
		FSD _c = 3,00	
		A _i = 683,79 m ²	
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 19 kN/m ²	
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,63 > 1,00	OK
		$\phi = 40^\circ$	
		FSD _φ = 1,50	
		FSD _c = 3,00	
		A _i = 683,79 m ²	
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	

UHE ITAOCARA I

4.1.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00	V ₄ = -13.704,50	20,62		M ₄ = 282.586,79
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	13.729,01	10,00	T ₁ = 137.290,10		9,81	M ₆ = -1.346.815,88
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	11.434,25	10,00	U = 114.342,50	12,72		M ₈ = -1.454.436,60

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	321.372,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	114.342,50 kN	$\sum M_E =$	4.137.284,49 kNxm
$\sum V - \sum U =$	207.030,10 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2$	149.142,50 kN	$\sum M_T =$	2.877.581,94 kNxm
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,81 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,44 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)			φ = 40°
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,16 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,09 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ =	40°
		FSD ₀ =	1,10
		FSD _c =	1,50
		A _i =	577,24 m²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00	V ₄ = -12.565,50	20,66		M ₄ = 259.603,23
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00	T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	15.960,43	10,00	U = 159.604,30	11,89		M ₈ = -1.897.695,13

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 21,60$ $Y_t = 0,00$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	320.233,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	159.604,30 kN	$\sum M_E =$	4.114.300,93 kNxm
$\sum V - \sum U =$	160.629,30 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1 + T_2$	137.641,00 kN	$\sum M_T =$	3.155.179,54 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,01 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,30 > 1,20	OK
DESILIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,98 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 40 kN/m ²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 566,78 m ²
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,99 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	φ = 40°
			FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,50
			A _i = 566,78 m ²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00		V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00		V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00		V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,56	10,00		V ₄ = -12.565,60	20,66		M ₄ = 259.605,30
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00		V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00		T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante	664,60	10,00		T ₂ = 6.646,00		6,44	M ₇ = -42.800,24
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,03	V ₆ = 2.613,20	10,21		M ₈ = -26.680,74
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,03	V ₇ = 5.890,95	13,56		M ₉ = -79.881,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,03	V ₈ = 602,74	10,78		M _# = -6.497,55
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	1.256,56	10,00	0,03	V ₉ = 376,97	20,66		M _# = -7.788,16
Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,03	V _# = 123,16	20,96		M _# = -2.581,41
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,05	T ₃ = 4.355,33		15,22	M _# = -66.288,09
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,05	T ₄ = 9.818,24		12,96	M _# = -127.244,44
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,05	T ₅ = 1.004,57		0,61	M _# = -612,79
Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,05	T ₆ = 205,27		12,99	M _# = -2.666,39
Sismo Horizontal - Peso de Água confinada	410,53	10,00	0,05	T ₇ = 205,27		12,99	M _# = -2.666,39
Sismo Horizontal - Empuxo Diâmico de Enrocamento Submerso à Montante	79,19	10,00	1,00	T ₈ = 791,90		12,89	M _# = -10.207,59
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	629,92	10,00	1,00	T ₉ = 6.299,20		11,31	M _# = -71.243,95
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	62,91	10,00	1,00	V _# = -629,10	20,47		M _# = 12.877,68
Subpressão	8.180,77	10,00		U = 81.807,70	13,13		M _# = -1.074.135,10

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + V_{10} + V_{11}$	311.255,79 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_{20}$	
$\sum U =$	81.807,70 kN	$\sum M_E =$	4.127.180,67 kNm
$\sum V - \sum U =$	229.448,09 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17} + M_{18} + M_{19} + M_{21}$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9$	155.114,37 kN	$\sum M_T =$	2.702.449,03 kNm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,80 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,53 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,24 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,14 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 589,29 m ²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00	V ₄ = -13.704,50	20,62		M ₄ = 282.586,79
Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	13.729,01	10,00	T ₁ = 137.290,10		9,81	M ₆ = -1.346.815,88
Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante	1.185,24	10,00	T ₂ = 11.852,40		6,44	M ₇ = -76.329,46
Subpressão	18.381,96	10,00	U = 183.819,60	11,54		M ₈ = -2.121.278,18

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$	321.372,60 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\Sigma U =$	183.819,60 kN	$\Sigma M_E =$	4.137.284,49 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	137.553,00 kN		
$\Sigma T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2$	149.142,50 kN	$\Sigma M_T = M_6 + M_7 + M_8$	
$\Sigma T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T =$	3.544.423,52 kNxm

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,75 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,17 > 1,10	OK
DESILIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
			φ = 40°
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	0,77 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
			φ = 40°
			FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 408,55 m²
			A COESÃO NECESSÁRIA É C = 141 kN/m²
			A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,55 > 1,00	OK
			φ = 40°
			FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 408,55 m²
			A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00		V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00		V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00		V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00		V ₄ = -13.704,50	20,62		M ₄ = 282.586,79
Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00		V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	13.729,01	10,00		T ₁ = 137.290,10		9,81	M ₆ = -1.346.815,88
Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante	664,60	10,00		T ₂ = 6.646,00		6,44	M ₇ = -42.800,24
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,03	V ₆ = 2.613,20	10,21		M ₈ = -26.680,74
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,03	V ₇ = 5.890,95	13,56		M ₉ = -79.881,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,03	V ₈ = 602,74	10,78		M ₁₀ = -6.497,55
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	1.370,45	10,00	0,03	V ₉ = 411,14	20,62		M ₁₁ = -8.477,60
Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,03	V ₁₀ = 123,16	20,96		M ₁₂ = -2.581,41
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,05	T ₃ = 4.355,33		15,22	M ₁₃ = -66.288,09
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,05	T ₄ = 9.818,24		12,96	M ₁₄ = -127.244,44
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,05	T ₅ = 1.004,57		0,61	M ₁₅ = -612,79
Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	410,53	10,00	0,05	T ₆ = 205,27		12,99	M ₁₆ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Peso de Água confinada	410,53	10,00	0,05	T ₇ = 205,27		12,99	M ₁₇ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante	79,19	10,00	1,00	T ₈ = 791,90		12,89	M ₁₈ = -10.207,59
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	687,31	10,00	1,00	T ₉ = 6.873,10		11,81	M ₁₉ = -81.171,31
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	66,87	10,00	1,00	V ₁₁ = -668,70	20,45		M ₂₀ = 13.674,92
Subpressão	11.434,25	10,00		U = 114.342,50	12,72		M ₂₁ = -1.454.436,60

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + V_{10} + V_{11}$	312.400,12 kN	$\sum M_e = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_{20}$	
$\sum U =$	114.342,50 kN	$\sum M_e =$	4.150.959,40 kNm
$\sum V - \sum U =$	198.057,62 kN	$\sum M_r = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17} + M_{18} + M_{19} + M_{21}$	
$\sum T_i$, MONTANTE = T ₁ + T ₂ + T ₃ + T ₄ + T ₅ + T ₆ + T ₇ + T ₈ + T ₉	167.189,77 kN	$\sum M_r =$	3.259.028,26 kNm
$\sum T_i$, JUSANTE =	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,73 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_e}{\sum M_r}$	=	1,27 > 1,10	OK
DESILIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\sum T_i}$	=	0,99 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 50 kN/m²	FSD _φ = 1,10
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _c = 1,30
			A _i = 426,94 m²
DESILIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg } \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,69 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 426,94 m²

UHE ITAOCARA I

4.1.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00		V ₁ = -87.106,56	10,21		M ₁ = 889.357,98
Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00		V ₂ = -196.364,88	13,56		M ₂ = 2.662.707,77
Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00		V ₃ = -20.091,36	10,78		M ₃ = 216.584,86
Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00		V ₄ = -12.565,50	20,66		M ₄ = 259.603,23
Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00		V ₅ = -4.105,30	20,96		M ₅ = 86.047,09
Empuxo de Água à Montante	12.578,86	10,00		T ₁ = 125.788,60		9,39	M ₆ = -1.181.154,95
Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante	664,60	10,00		T ₂ = 6.646,00		6,44	M ₇ = -42.800,24
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,03	V ₆ = 2.613,20	10,21		M ₈ = -26.680,74
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,03	V ₇ = 5.890,95	13,56		M ₉ = -79.881,23
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,03	V ₈ = 602,74	10,78		M ₁₀ = -6.497,55
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	1.256,55	10,00	0,03	V ₉ = 376,97	20,66		M ₁₁ = -7.788,10
Sismo Vertical - Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00	0,03	V ₁₀ = 123,16	20,96		M ₁₂ = -2.581,41
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	3.629,44	24,00	0,05	T ₃ = 4.355,33		15,22	M ₁₃ = -66.288,09
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	8.181,87	24,00	0,05	T ₄ = 9.818,24		12,96	M ₁₄ = -127.244,44
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	837,14	24,00	0,05	T ₅ = 1.004,57		0,61	M ₁₅ = -612,79
Sismo Horizontal - Peso de enrocamento submerso à Montante	410,53	10,00	0,05	T ₆ = 205,27		12,99	M ₁₆ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Peso de Água confinada	410,53	10,00	0,05	T ₇ = 205,27		12,99	M ₁₇ = -2.666,39
Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante	79,19	10,00	1,00	T ₈ = 791,90		12,89	M ₁₈ = -10.207,59
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	629,92	10,00	1,00	T ₉ = 6.299,20		11,31	M ₁₉ = -71.243,95
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	62,91	10,00	1,00	V ₁₁ = -629,10	20,47		M ₂₀ = 12.877,68
Subpressão	15.960,43	10,00		U = 159.604,30	11,89		M ₂₁ = -1.897.695,13

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9 + V_{10} + V_{11}$	311.255,69 kN	$\sum M_e = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_{20}$	
$\sum U =$	159.604,30 kN	$\sum M_e =$	4.127.178,61 kNxm
$\sum V - \sum U =$	151.651,39 kN	$\sum M_r = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} + M_{16} + M_{17} + M_{18} + M_{19} + M_{21}$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9$	155.114,37 kN	$\sum M_r =$	3.526.009,00 kNxm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,95 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_e}{\sum M_r}$	=	1,17 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _e - SEM COESÃO (C=0)			
			φ = 40°
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,82 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 137 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _e = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 375,25 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i + \text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,49 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD _e = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 375,25 m²

UHE ITAOCARA I

4.1.3 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.

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 - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE																	
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 (m²)	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)	$\bar{X} \times A$ (m³)	$\bar{Y} \times A$ (m³)	$\bar{X} - X_G$ (m)	$\bar{Y} - Y_G$ (m)	$(\bar{X} - X_G)^2$ (m²)	$(\bar{Y} - Y_G)^2$ (m²)	I^2 (m²)	$I^2 \times A$ (m⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m⁴)
	X (m)	Y (m)															
1	0,00	0,00															
2	16,09	0,00	1 - 2	16,09	31,71	510,22	8,05	0,00	4.107,27	0,00	-2,75	0,00	7,57	0,00	7,57	3.962,37	11.007,36
3	21,60	0,00	2 - 3	5,51	31,50	173,57	18,65	0,00	3.271,79	0,00	8,05	0,00	64,81	0,00	64,81	11.249,07	439,13
Σ						683,79			7.379,07	0,00						15.111,44	11.446,49

$X_G =$	10,80 m
$Y_G =$	0,00 m
$I_p =$	26.557,93 m ⁴

UHE ITAOCARA I

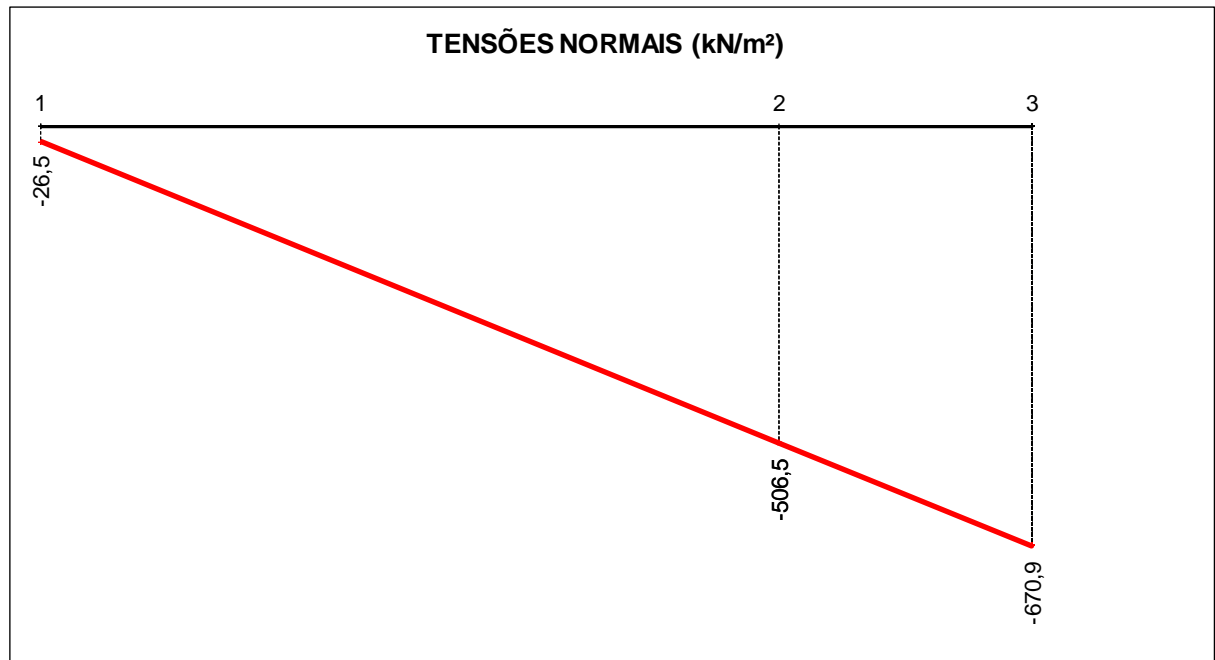
4.1.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,50		-9,86		123.895,83
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	81.807,70		-2,33		-190.611,94

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCN	-238.425,90	137.641,00	-792.318,30

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	-26,48	-506,50
2 - 3	16,09 - 21,6	-506,50	-670,89

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	201,29	201,29
2 - 3	0 - 0	201,29	201,29



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

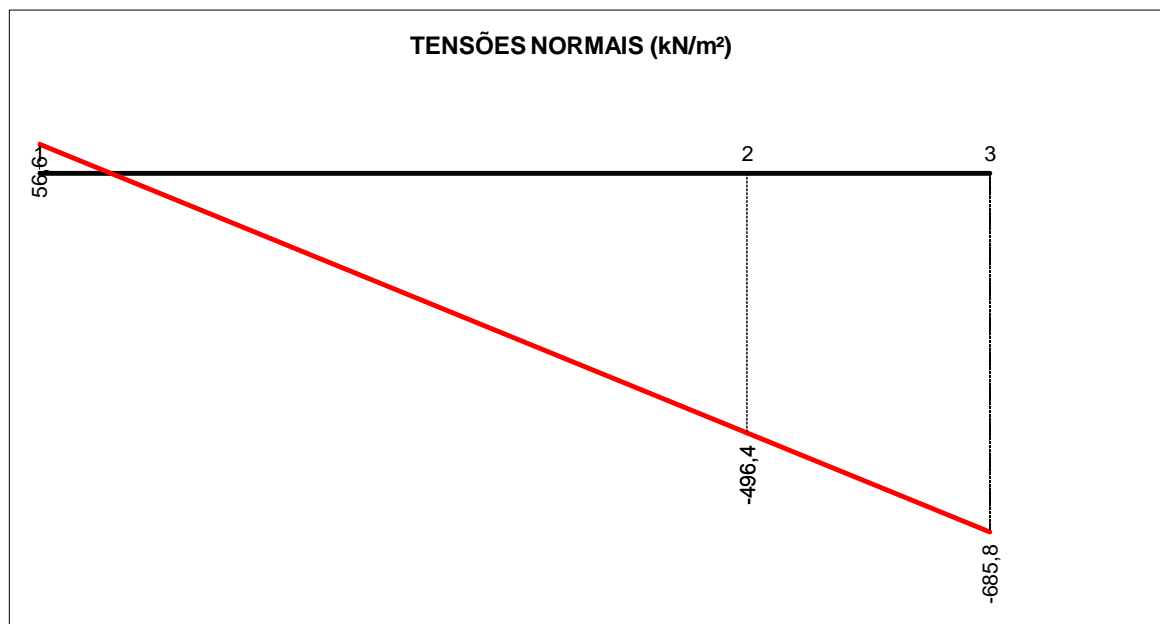
4.1.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-13.704,50		-9,82		134.578,19
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		137.290,10		-9,81	-1.346.815,88
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	106.250,40		-1,47		-156.188,09

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCE 1	-215.122,20	149.142,50	-912.873,02

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	56,62	-496,44
2 - 3	16,09 - 21,6	-496,44	-685,83

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	218,11	218,11
2 - 3	0 - 0	218,11	218,11

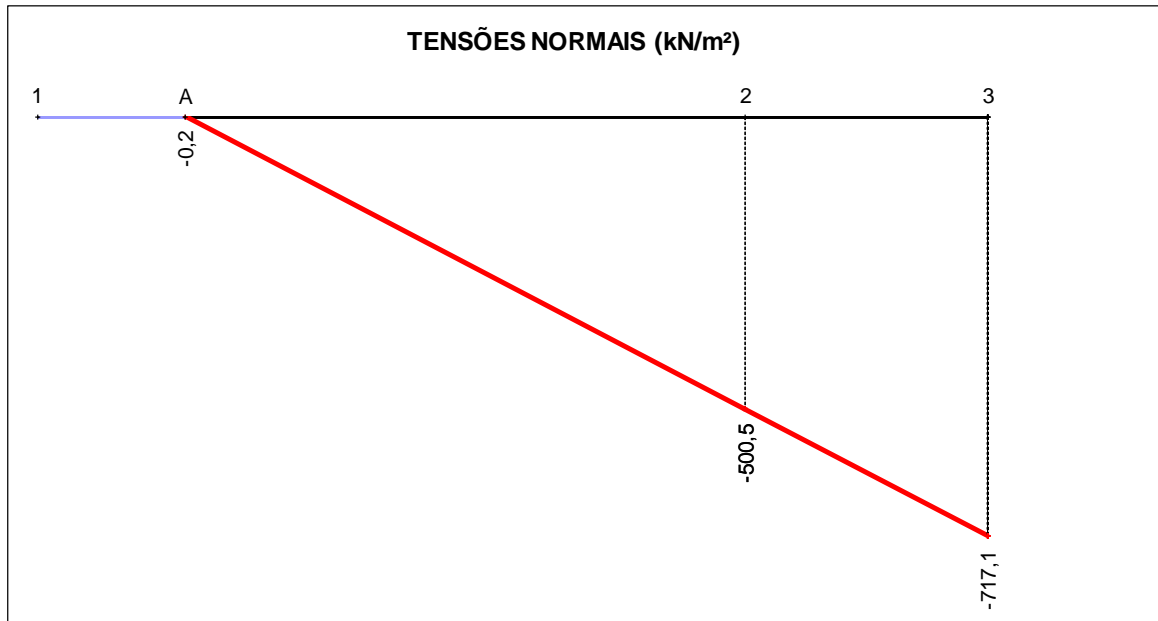


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	3,36 - 16,09	-0,23	-500,53
2 - 3	16,09 - 21,6	-500,53	-717,08

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	258,37	258,37
2 - 3	0 - 0	258,37	258,37



Base 84,4% comprimida

UHE ITAOCARA I

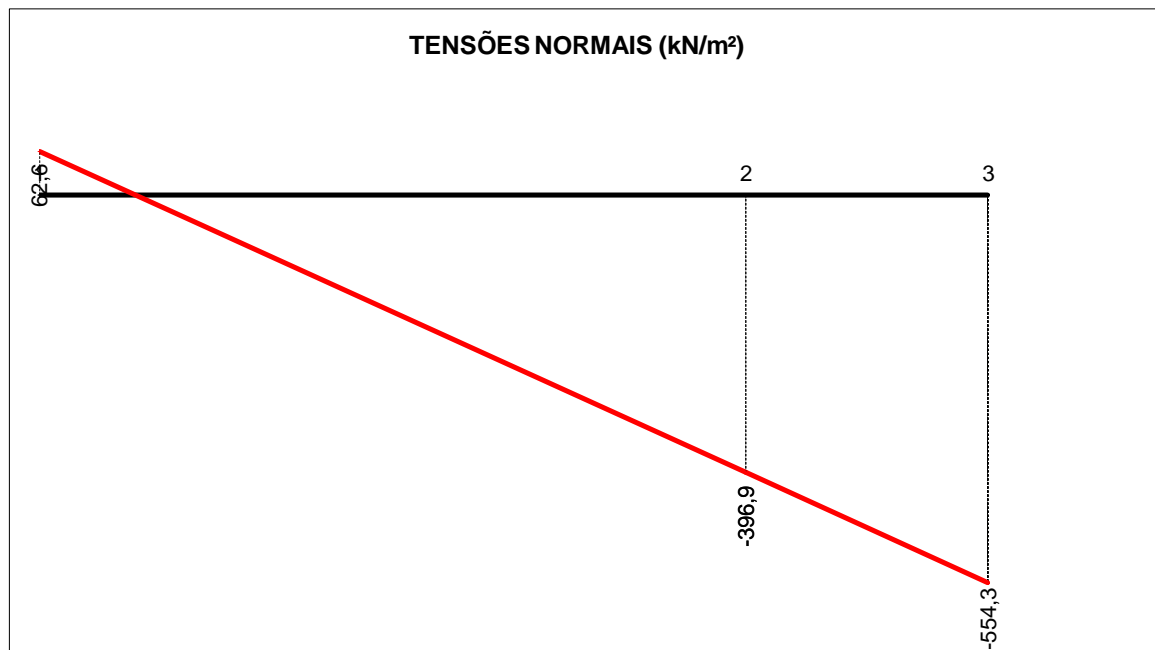
4.1.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,50		-9,86		123.895,83
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	152.124,30		-1,03		-156.688,03

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCE 2	-168.109,30	137.641,00	-758.394,39

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 16,09	62,56	-396,91
2 - 3	16,09 – 21,6	-396,91	-554,26

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 0	201,29	201,29
2 - 3	0 – 0	201,29	201,29

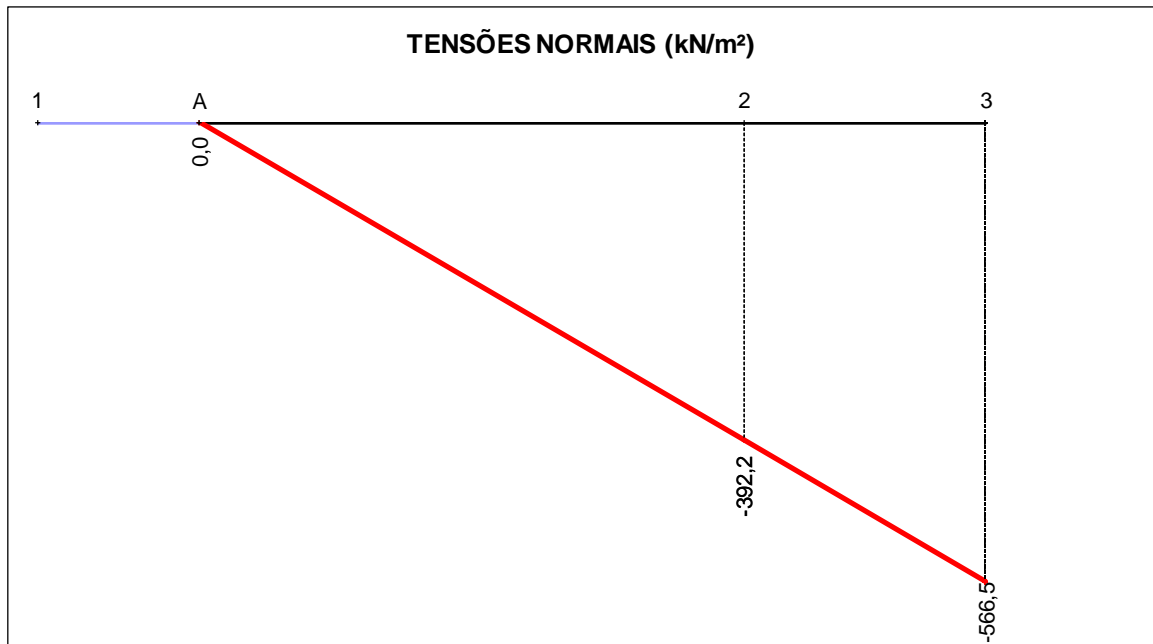


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	3,69 - 16,09	-0,01	-392,23
2 - 3	16,09 - 21,6	-392,23	-566,54

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	242,85	242,85
2 - 3	0 - 0	242,85	242,85



Base 82,9% comprimida

UHE ITAOCARA I

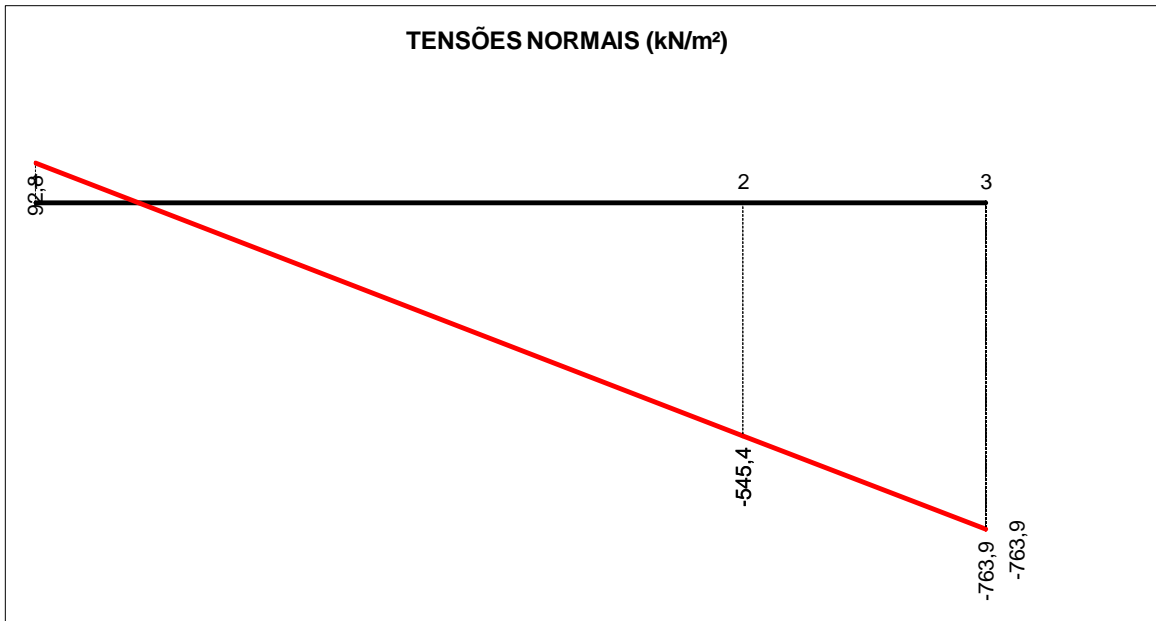
4.1.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,60		-9,86		123.896,82
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante		6.646,00		-6,44	-42.800,24
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	2.613,20		0,59		1.541,79
9	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	5.890,95		-2,76		-16.259,01
10	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	602,74		0,02		12,05
11	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	376,97		-9,86		-3.716,90
12	Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	123,16		-10,16		-1.251,30
13	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		4.355,33		-15,22	-66.288,09
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		9.818,24		-12,96	-127.244,44
15	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.004,57		-0,61	-612,79
16	Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante		205,27		-12,99	-2.666,39
17	Sismo Horizontal - Peso de Água confinada		205,27		-12,99	-2.666,39
18	Sismo Horizontal - Empuxo Diâmico de Enrocamento Submerso à Montante		791,90		-12,89	-10.207,59
19	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		6.299,20		-11,31	-71.243,95
20	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-629,10		-9,67		6.083,40
21	Subpressão	81.807,70		-2,33		-190.611,94

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCE 3	-229.448,09	155.114,37	-1.053.307,72

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 16,09	92,78	-545,36
2 - 3	16,09 - 21,6	-545,36	-763,89

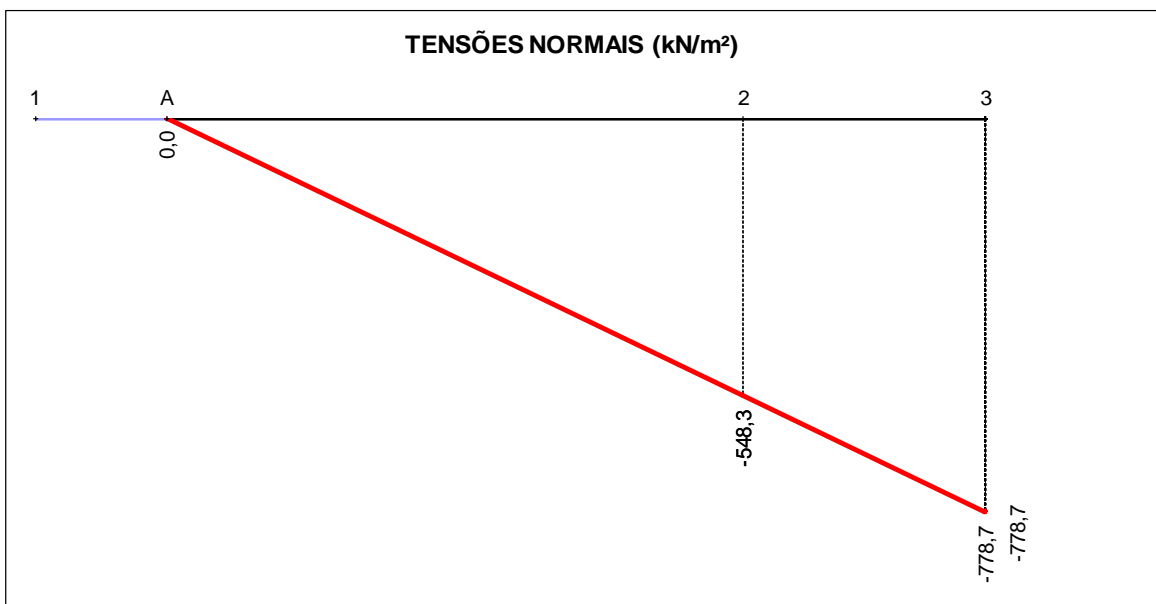
TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
		j	k
1 - 2	0 - 0	226,85	226,85
2 - 3	0 - 0	226,85	226,85



Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,98 - 16,09	0,00	-548,29
2 - 3	16,09 - 21,6	-548,29	-778,73

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	263,22	263,22
2 - 3	0 - 0	263,22	263,22



Base 86,2% comprimida

UHE ITAOCARA I

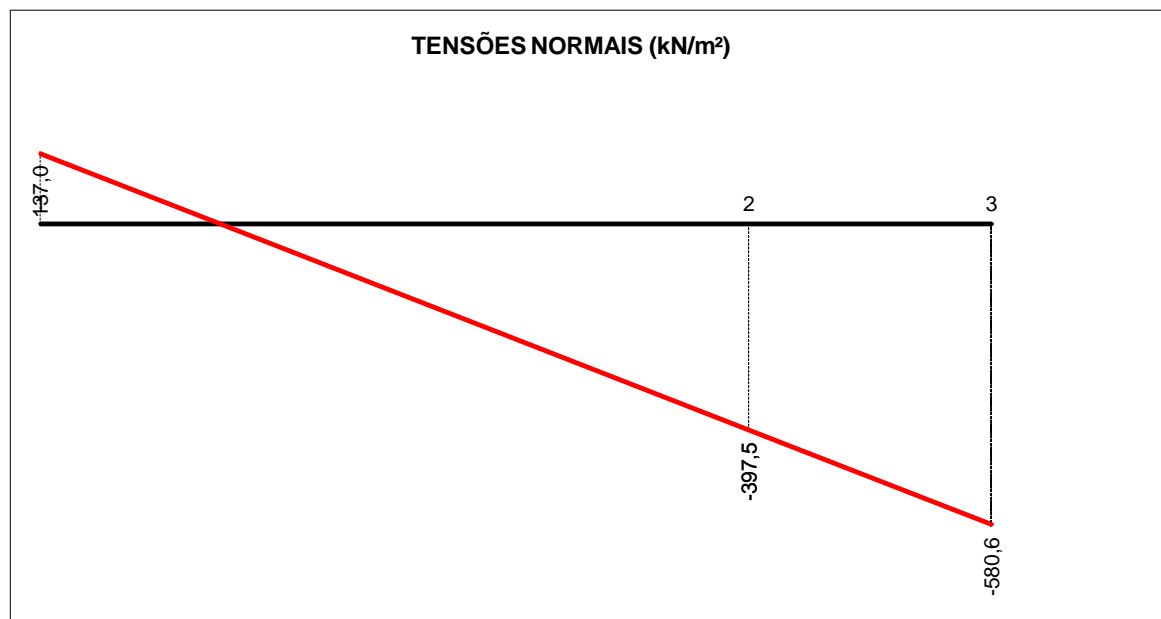
4.1.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-13.704,50		-9,82		134.578,19
5	Peso de Enrocamento Submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		137.290,10		-9,81	-1.346.815,88
7	Empuxo de Enrocamento Submerso à Montante		11.852,40		-6,44	-76.329,46
8	Subpressão	169.727,20		-0,74		-125.598,13

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCL 1	-151.645,40	149.142,50	-882.283,06

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	137,02	-397,51
2 - 3	16,09 - 21,6	-397,51	-580,56

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	218,11	218,11
2 - 3	0 - 0	218,11	218,11

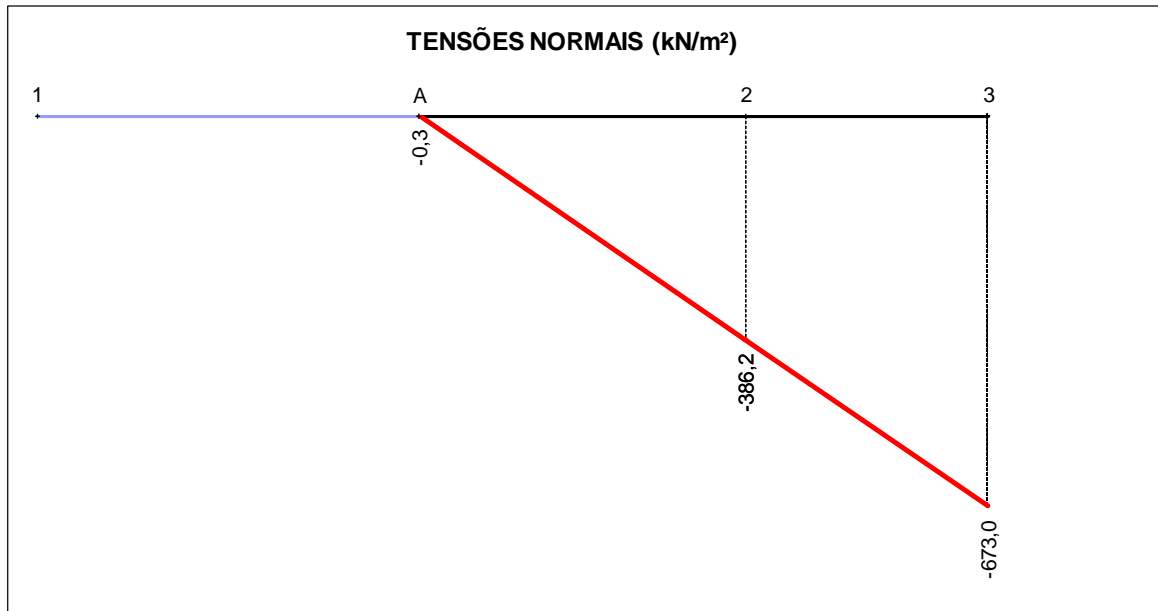


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	8,68 - 16,09	-0,33	-386,15
2 - 3	16,09 - 21,6	-386,15	-673,05

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	365,05	365,05
2 - 3	0 - 0	365,05	365,05



Base 59,8% comprimida

UHE ITAOCARA I

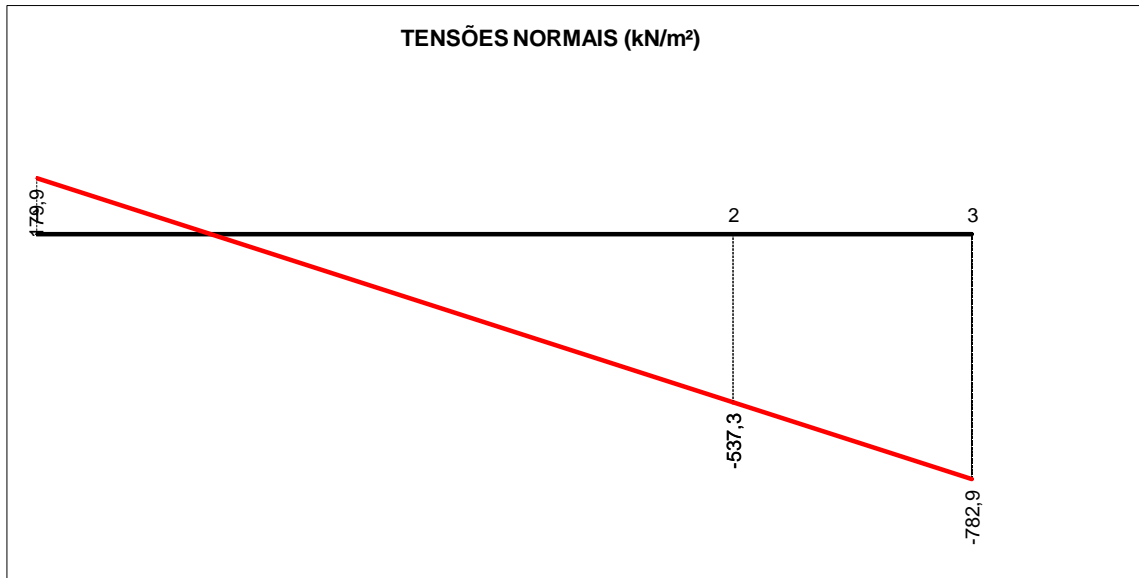
4.1.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-13.704,50		-9,82		134.578,19
5	Peso de enrocamento submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		137.290,10		-9,81	-1.346.815,88
7	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante		6.646,00		-6,44	-42.800,24
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	2.613,20		0,59		1.541,79
9	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	5.890,95		-2,76		-16.259,01
10	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	602,74		0,02		12,05
11	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	411,14		-9,82		-4.037,35
12	Sismo Vertical - Peso de Enrocamento Submerso à Montante	123,16		-10,16		-1.251,30
13	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		4.355,33		-15,22	-66.288,09
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		9.818,24		-12,96	-127.244,44
15	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.004,57		-0,61	-612,79
16	Sismo Horizontal - Peso de Enrocamento Submerso à Montante		205,27		-12,99	-2.666,39
17	Sismo Horizontal - Peso de Água confinada		205,27		-12,99	-2.666,39
18	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante		791,90		-12,89	-10.207,59
19	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		6.873,10		-11,81	-81.171,31
20	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-668,70		-9,65		6.452,96
21	Subpressão	106.250,40		-1,47		-156.188,09

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCL 2	-206.149,72	167.189,77	-1.183.741,66

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 16,09	179,90	-537,27
2 - 3	16,09 - 21,6	-537,27	-782,86

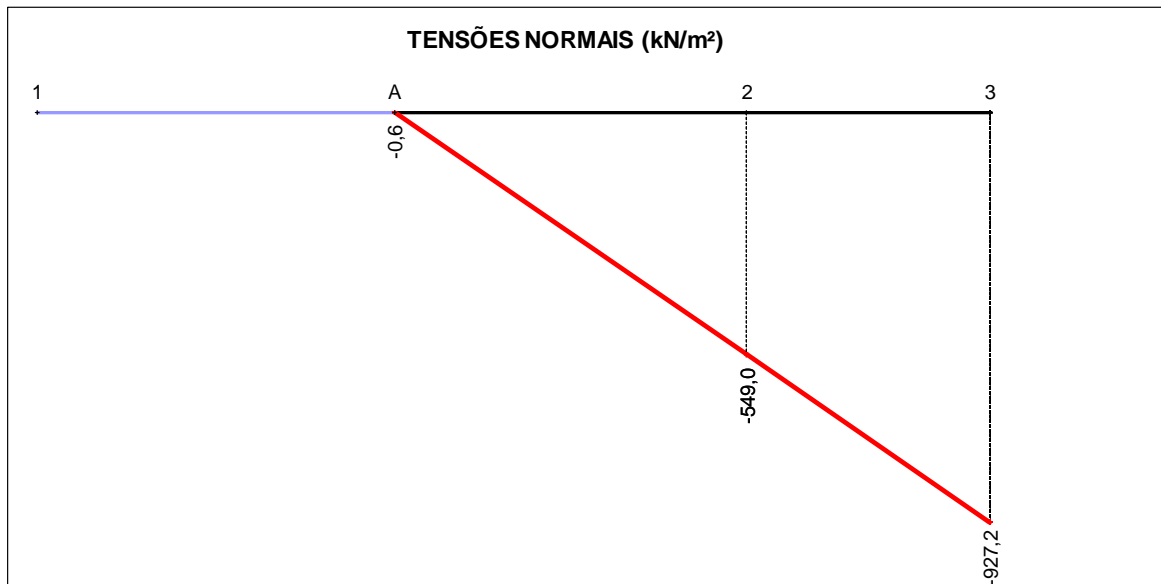
TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	244,50	244,50
2 - 3	0 - 0	244,50	244,50



Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	8,1 – 16,09	-0,56	-549,02
2 - 3	16,09 – 21,6	-549,02	-927,24

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 – 0	391,60	391,60
2 - 3	0 – 0	391,60	391,60



Base 62,4% comprimida

UHE ITAOCARA I

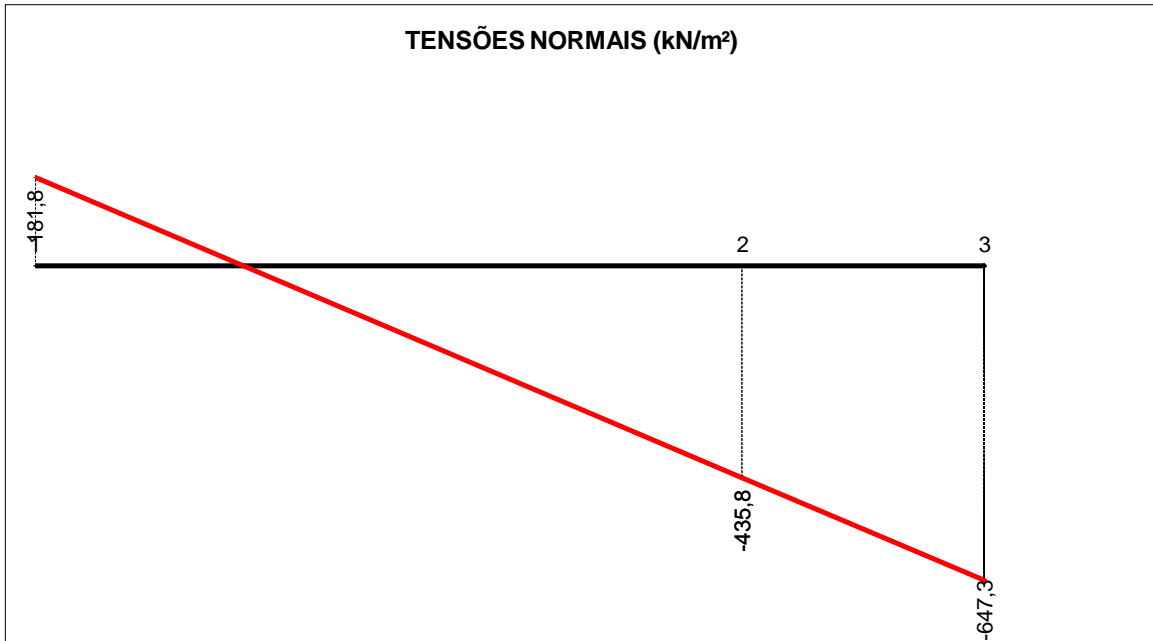
4.1.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-87.106,56		0,59		-51.392,87
2	Peso de Concreto Massa	-196.364,88		-2,76		541.967,07
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-20.091,36		0,02		-401,83
4	Peso de Água à Montante	-12.565,50		-9,86		123.895,83
5	Peso de enrocamento submerso à Montante	-4.105,30		-10,16		41.709,85
6	Empuxo de Água à Montante		125.788,60		-9,39	-1.181.154,95
7	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Montante		6.646,00		-6,44	-42.800,24
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	2.613,20		0,59		1.541,79
9	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	5.890,95		-2,76		-16.259,01
10	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	602,74		0,02		12,05
11	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	376,97		-9,86		-3.716,87
12	Sismo Vertical - Peso de enrocamento submerso à Montante	123,16		-10,16		-1.251,30
13	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		4.355,33		-15,22	-66.288,09
14	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		9.818,24		-12,96	-127.244,44
15	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.004,57		-0,61	-612,79
16	Sismo Horizontal - Peso de enrocamento submerso à Montante		205,27		-12,99	-2.666,39
17	Sismo Horizontal - Peso de Água confinada		205,27		-12,99	-2.666,39
18	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmica de Enrocamento Submerso à Montante		791,90		-12,89	-10.207,59
19	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		6.299,20		-11,31	-71.243,95
20	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-629,10		-9,67		6.083,40
21	Subpressão	152.124,30		-1,03		-156.688,03

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-303.562,80	0,00	490.172,37
CCL 3	-159.131,39	155.114,37	-1.019.384,77

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 16,09	181,82	-435,77
2 - 3	16,09 – 21,6	-435,77	-647,26

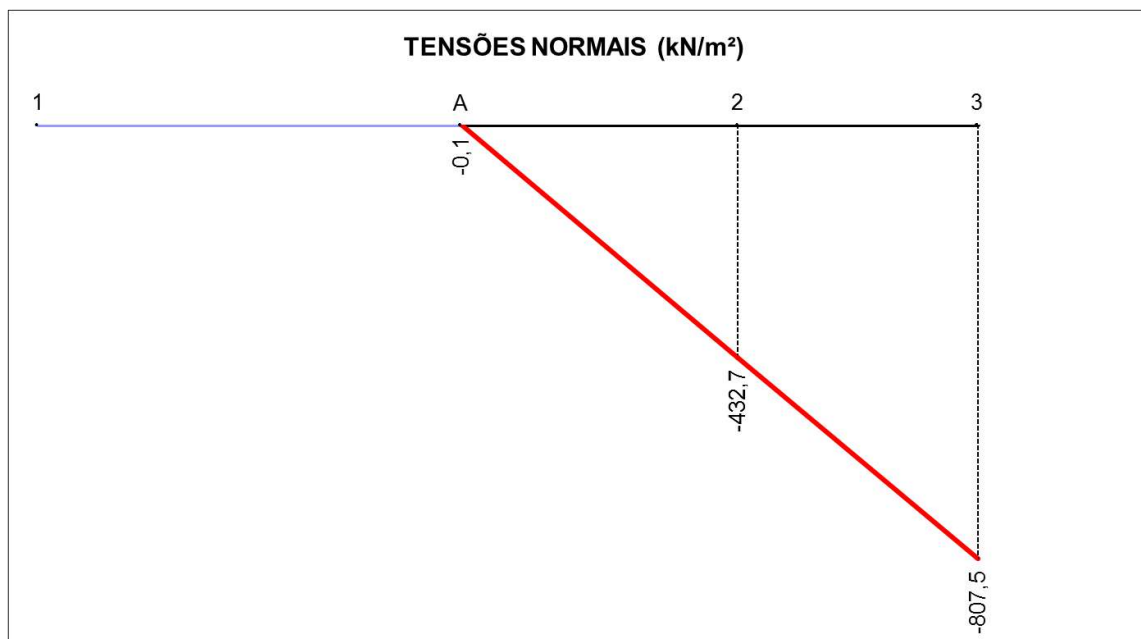
TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 – 0	226,85	226,85
2 - 3	0 – 0	226,85	226,85



Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	9,73 - 16,09	-0,09	-432,70
2 - 3	16,09 - 21,6	-432,70	-807,50

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	413,36	413,36
2 - 3	0 - 0	413,36	413,36



Base 54,9% comprimida

4.1.4 Coeficientes de segurança encontrados

4.1.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,91	1,30
Tombamento – CST	1,76	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,45	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,63	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

4.1.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,81	1,10
Tombamento – CST	1,44	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,16	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,09	1,00
Área da Base Comprimida	84,4%	67%

4.1.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,01	1,10
Tombamento – CST	1,30	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,98	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,99	1,00
Área da Base Comprimida	82,9%	67%

4.1.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,80	1,10
Tombamento – CST	1,53	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	1,24	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,14	1,00
Área da Base Comprimida	86,2%	67%

4.1.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,75	1,10
Tombamento – CST	1,17	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,77	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,55	1,00
Área da Base Comprimida	59,8%	Resultante dentro da base

4.1.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,73	1,10
Tombamento – CST	1,27	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,99	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,69	1,00
Área da Base Comprimida	62,4%	Resultante dentro da base

4.1.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,95	1,10
Tombamento – CST	1,17	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,82	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,49	1,00
Área da Base Comprimida	54,9%	Resultante dentro da base

4.2 ESTRUTURA DE JUSANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Jusante da AM1, conforme modelo apresentado a seguir.

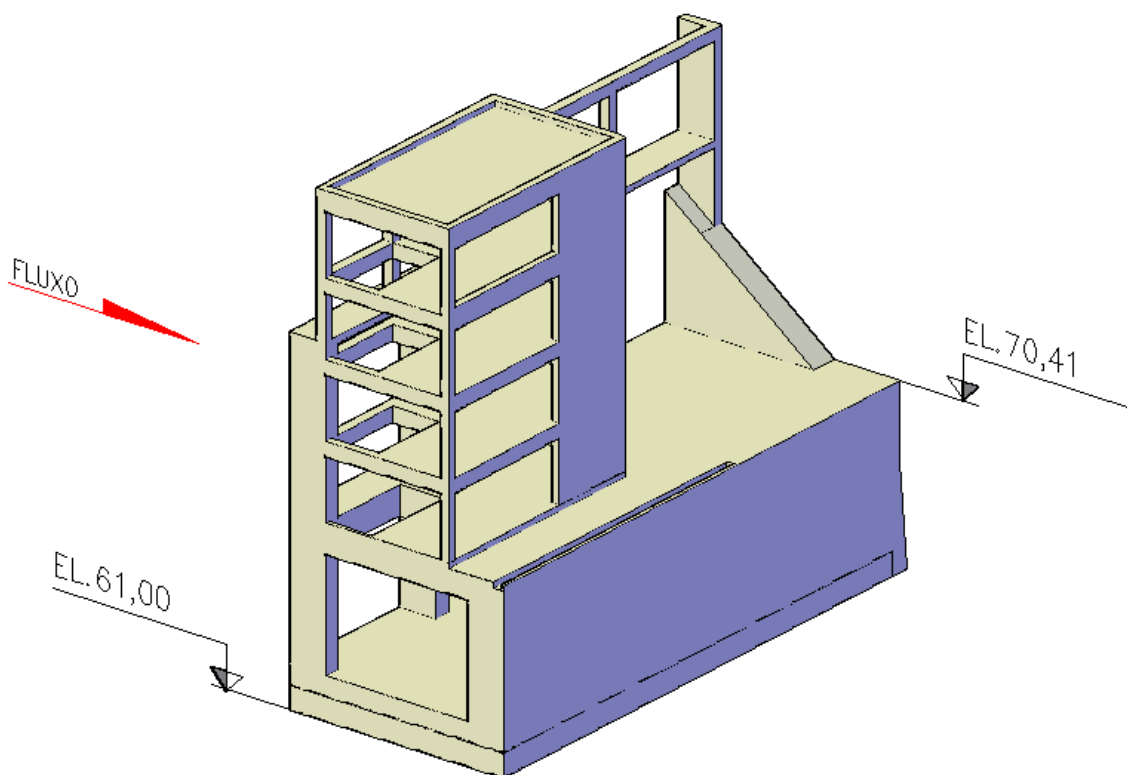


Figura 4.19 – Área de Montagem 2 – Estrutura de Jusante

4.2.1 Casos de Carregamento

4.2.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m
 N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m
 Drenos 100% operantes.

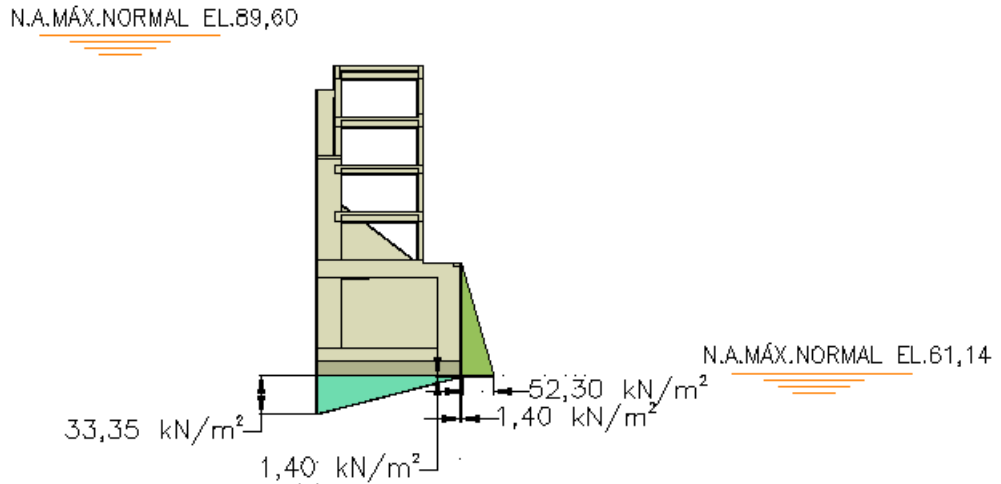


Figura 4.20 – Carregamentos CCN – Seção

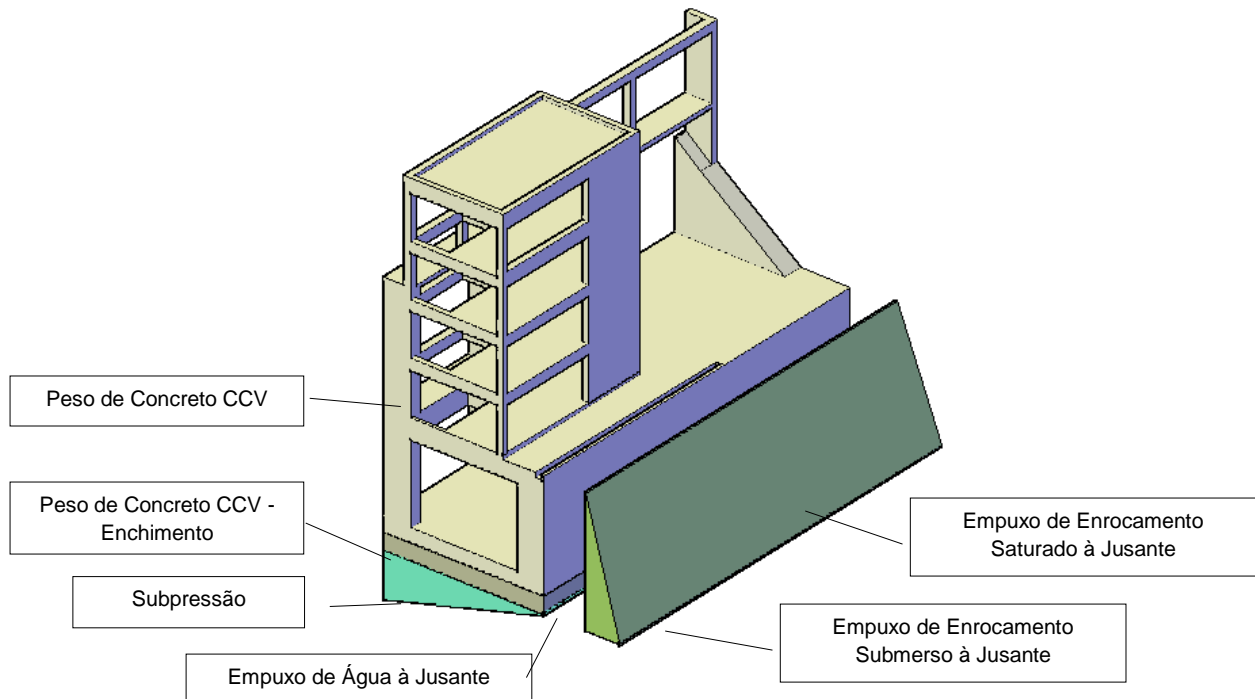


Figura 4.21 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

4.2.1.2 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

Drenos 100% operantes.

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

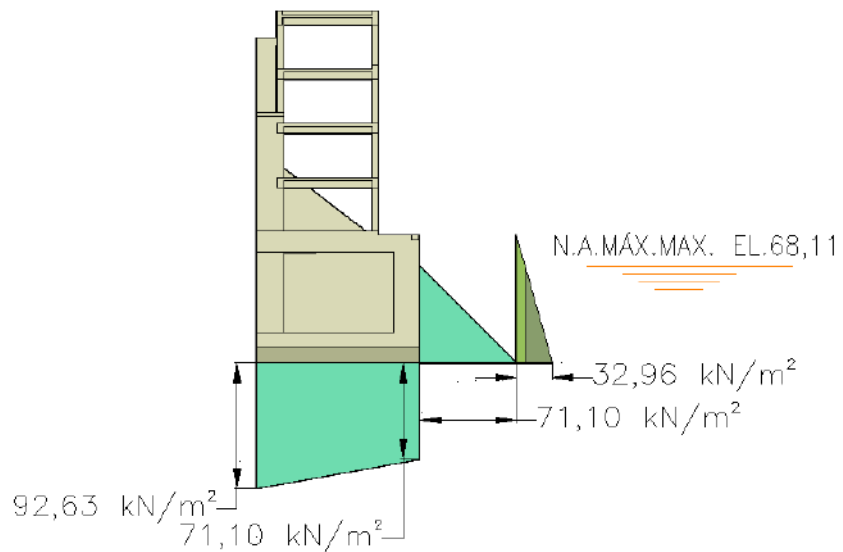


Figura 4.22 – Carregamentos CCE1 – Seção

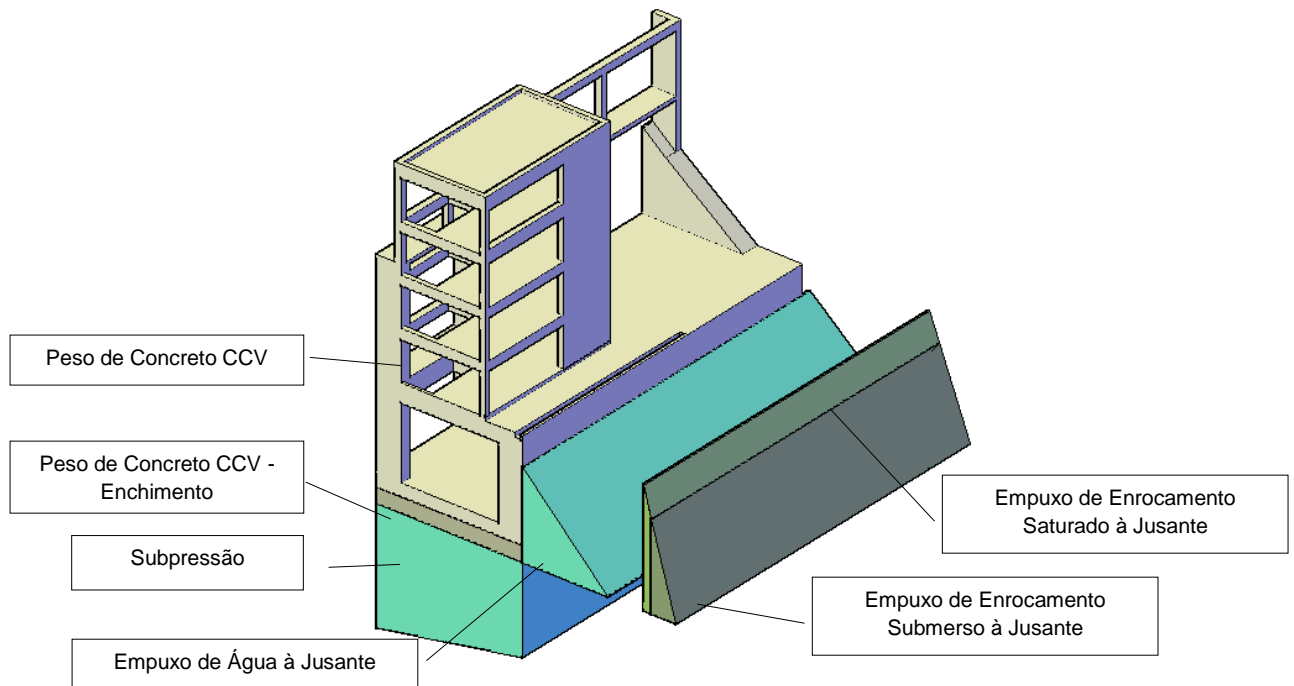


Figura 4.23– Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

4.2.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

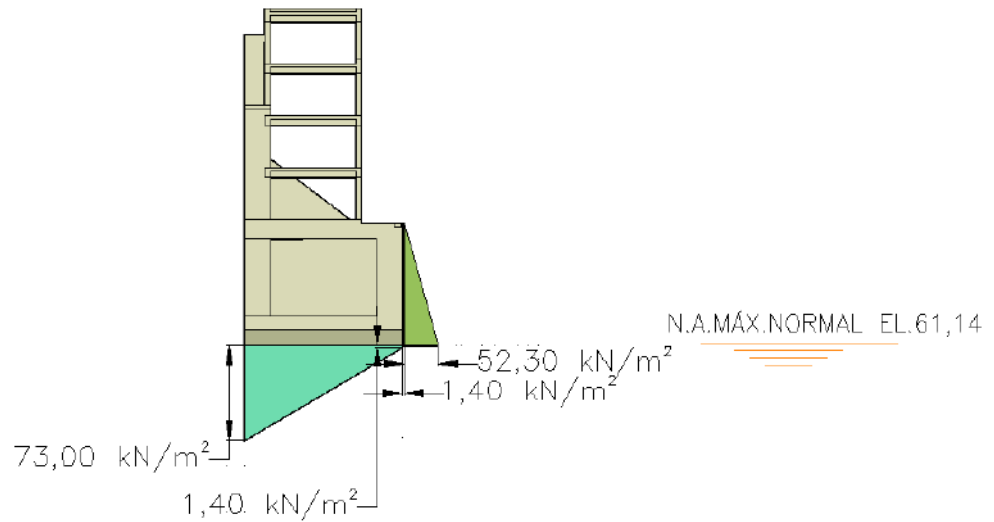


Figura 4.24 – Carregamentos CCE2 – Seção

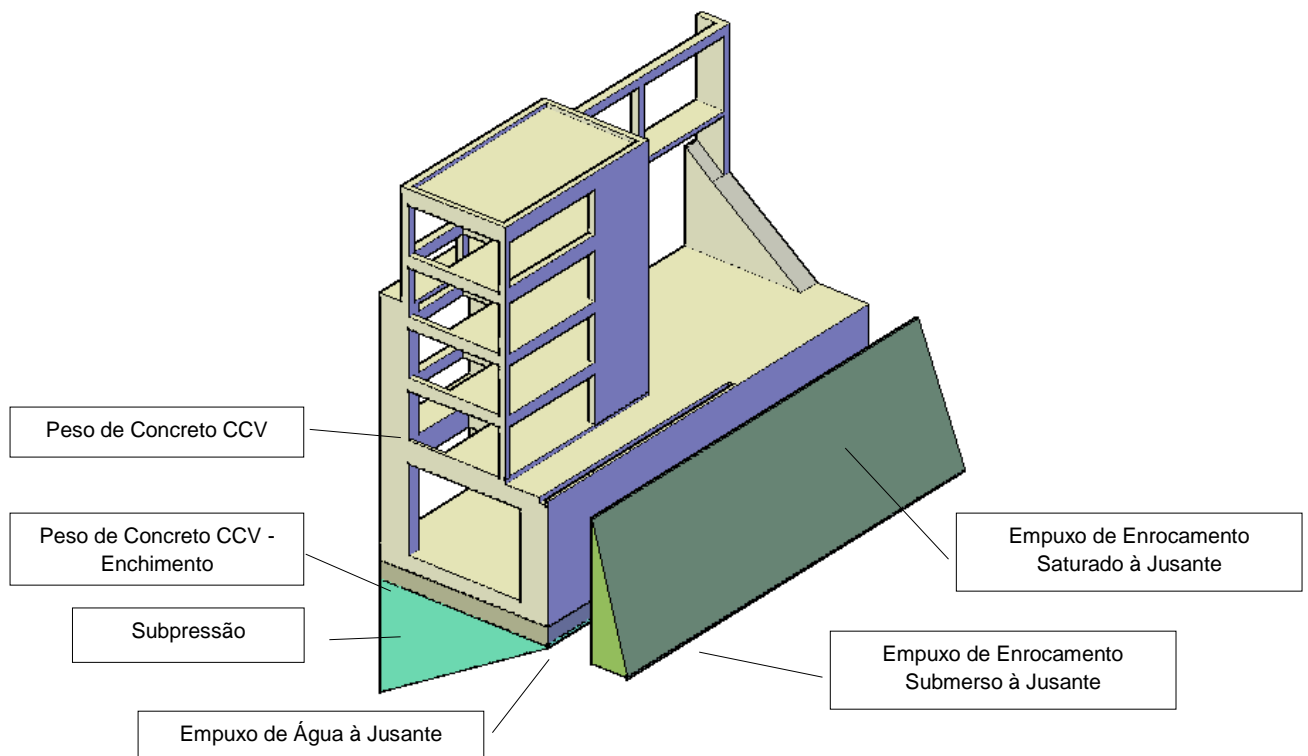


Figura 4.25 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

4.2.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

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

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

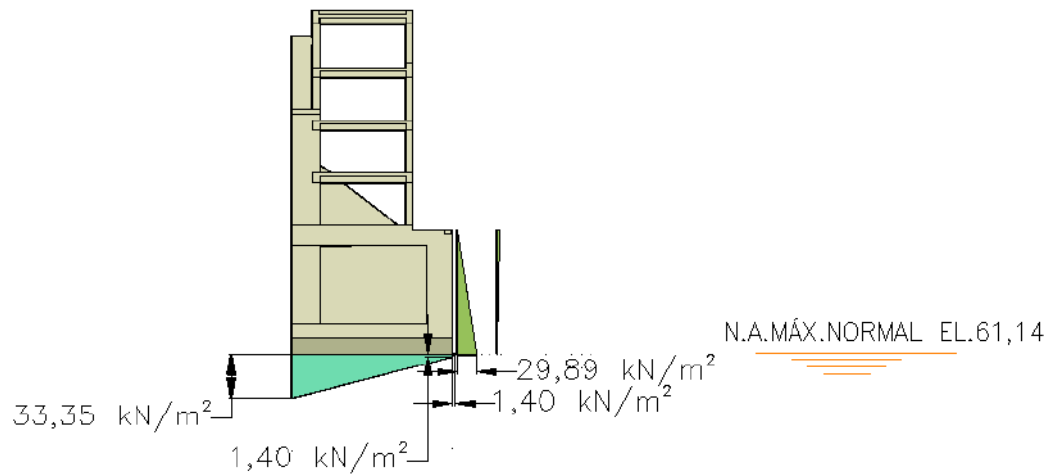


Figura 4.26 – Carregamentos CCE3 – Seção

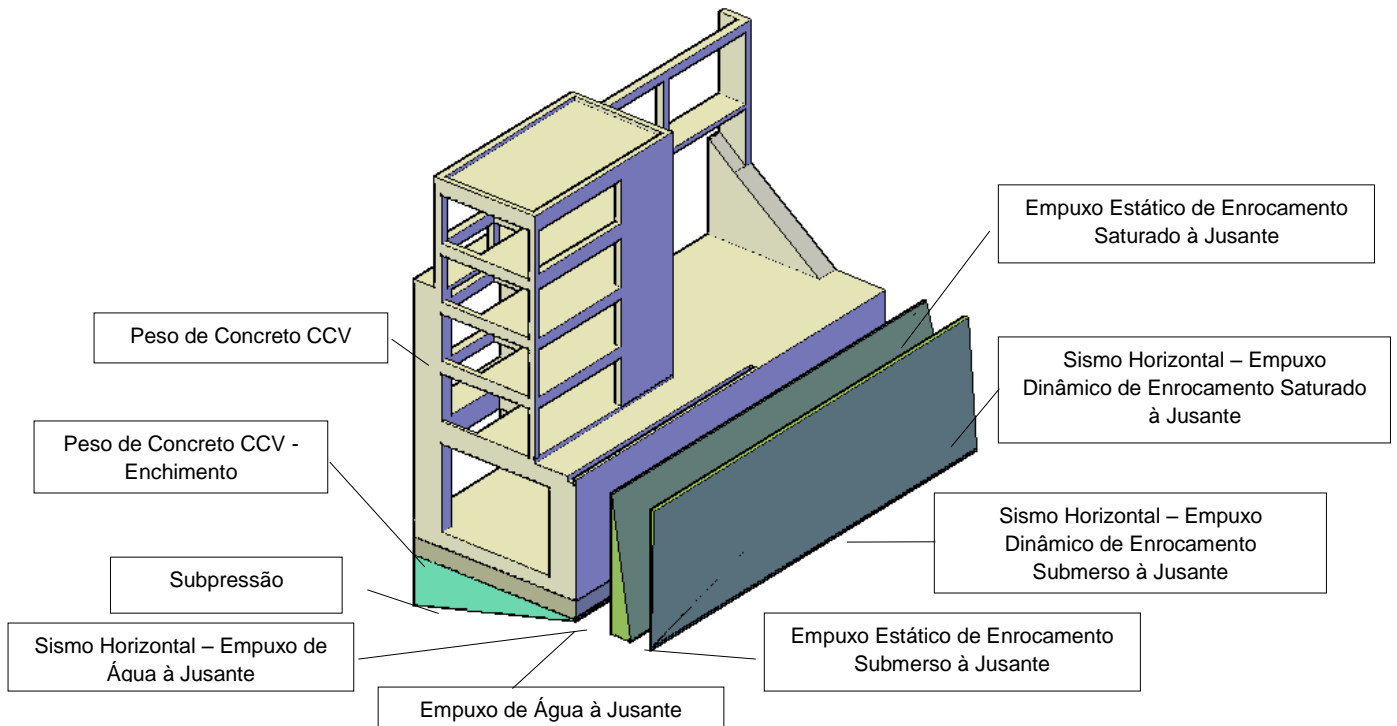


Figura 4.27 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

4.2.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes.

N.A. MÁX. MÁX. EL. 90,90

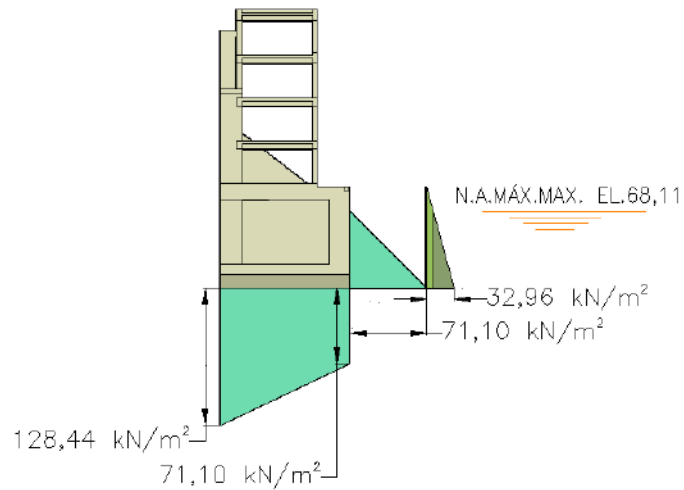


Figura 4.28 – Carregamentos CCL1 – Seção

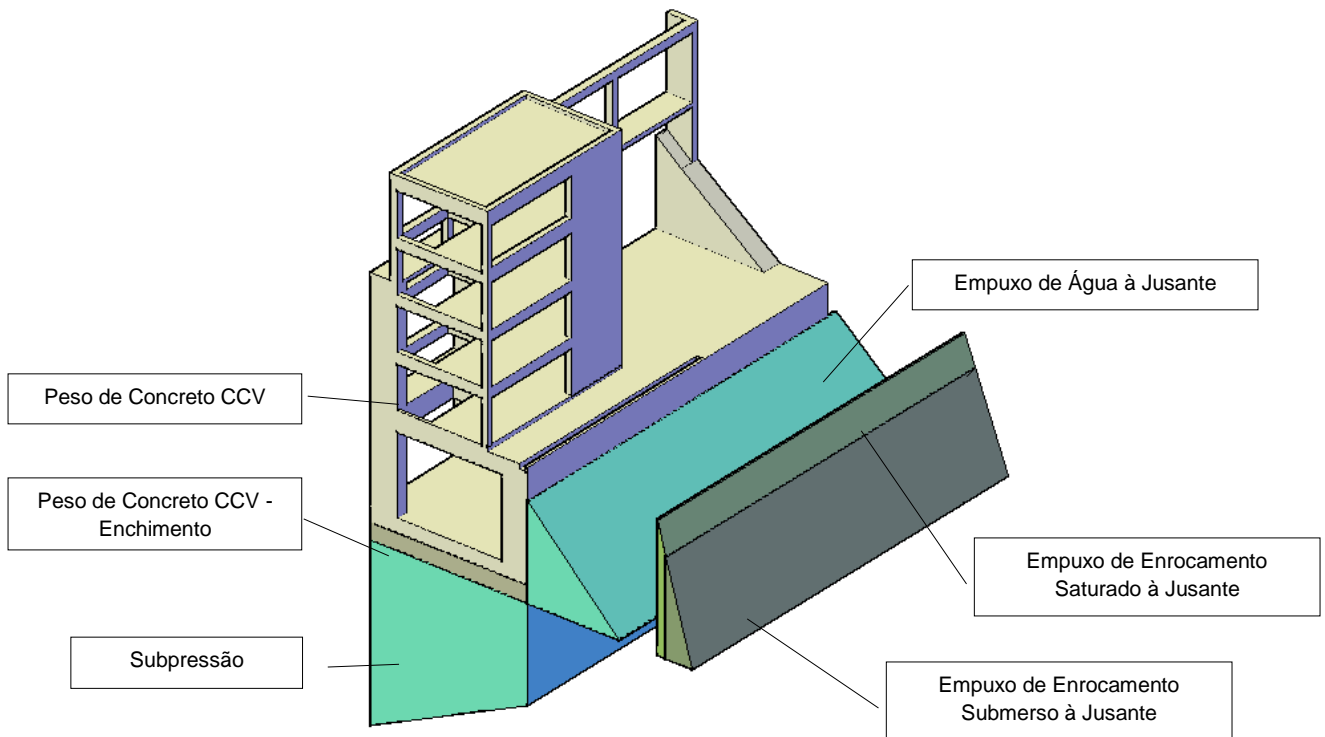


Figura 4.29 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

4.2.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes.

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

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

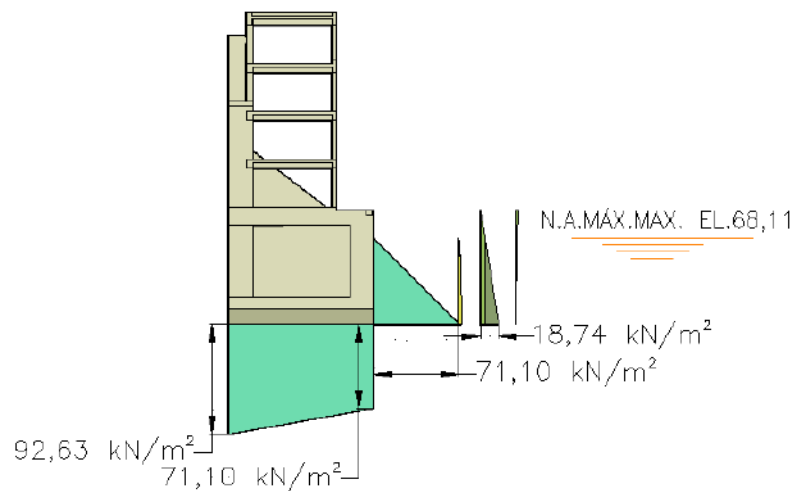


Figura 4.30 – Carregamentos CCL2 – Seção

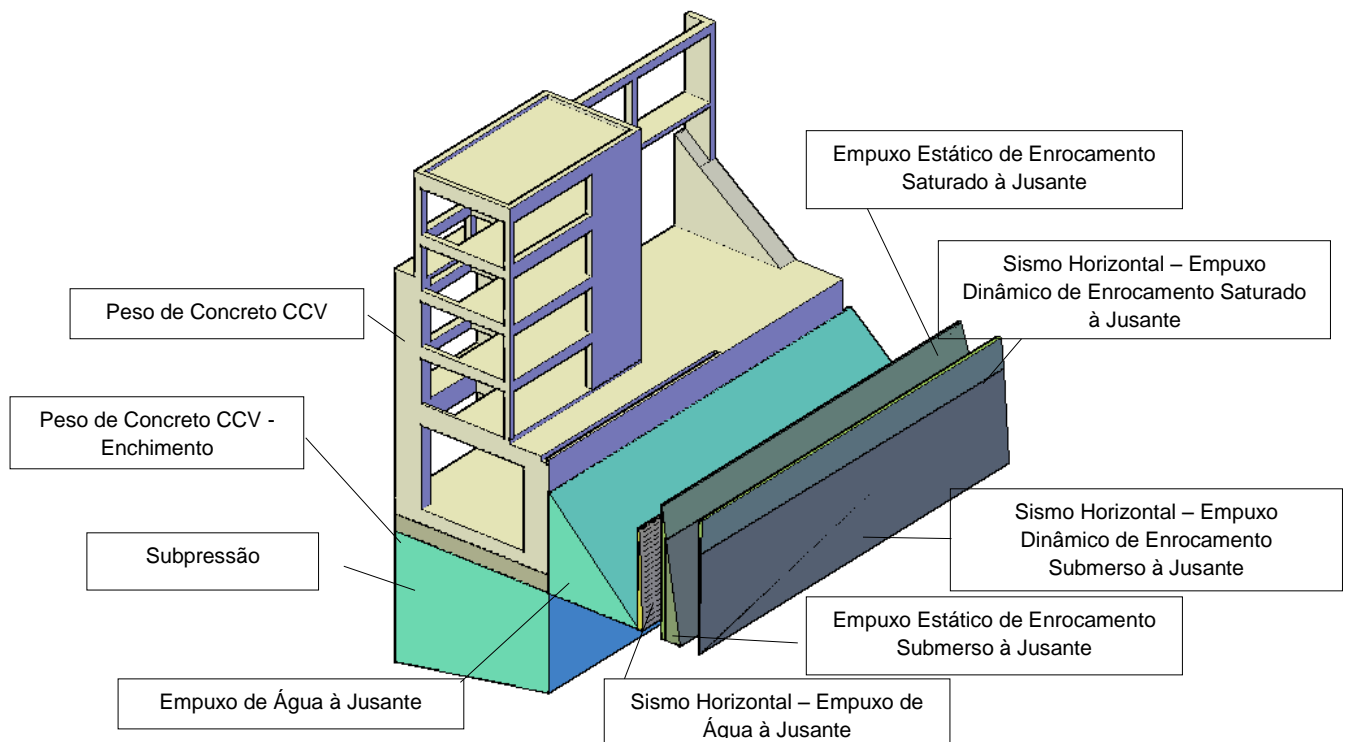


Figura 4.31 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

4.2.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

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

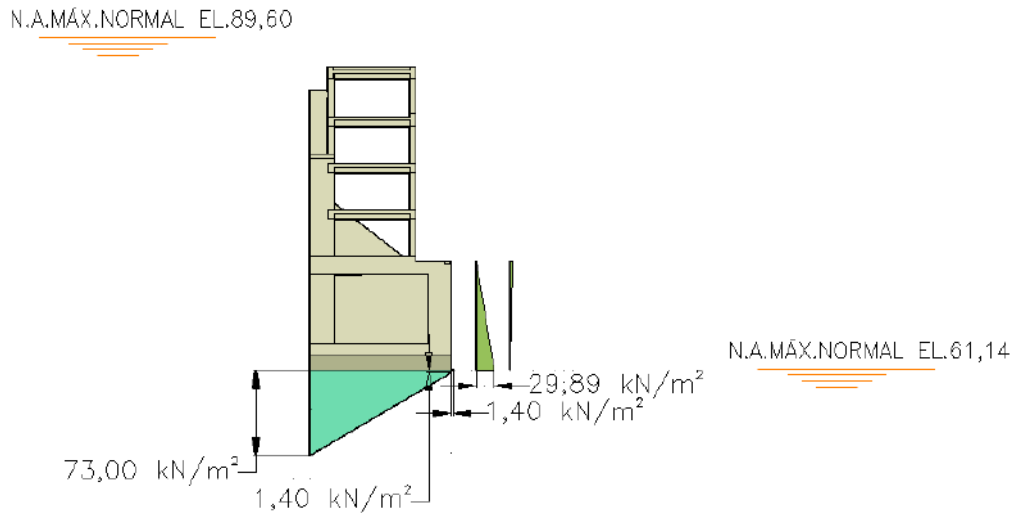


Figura 4.32 – Carregamentos CCL3 – Seção

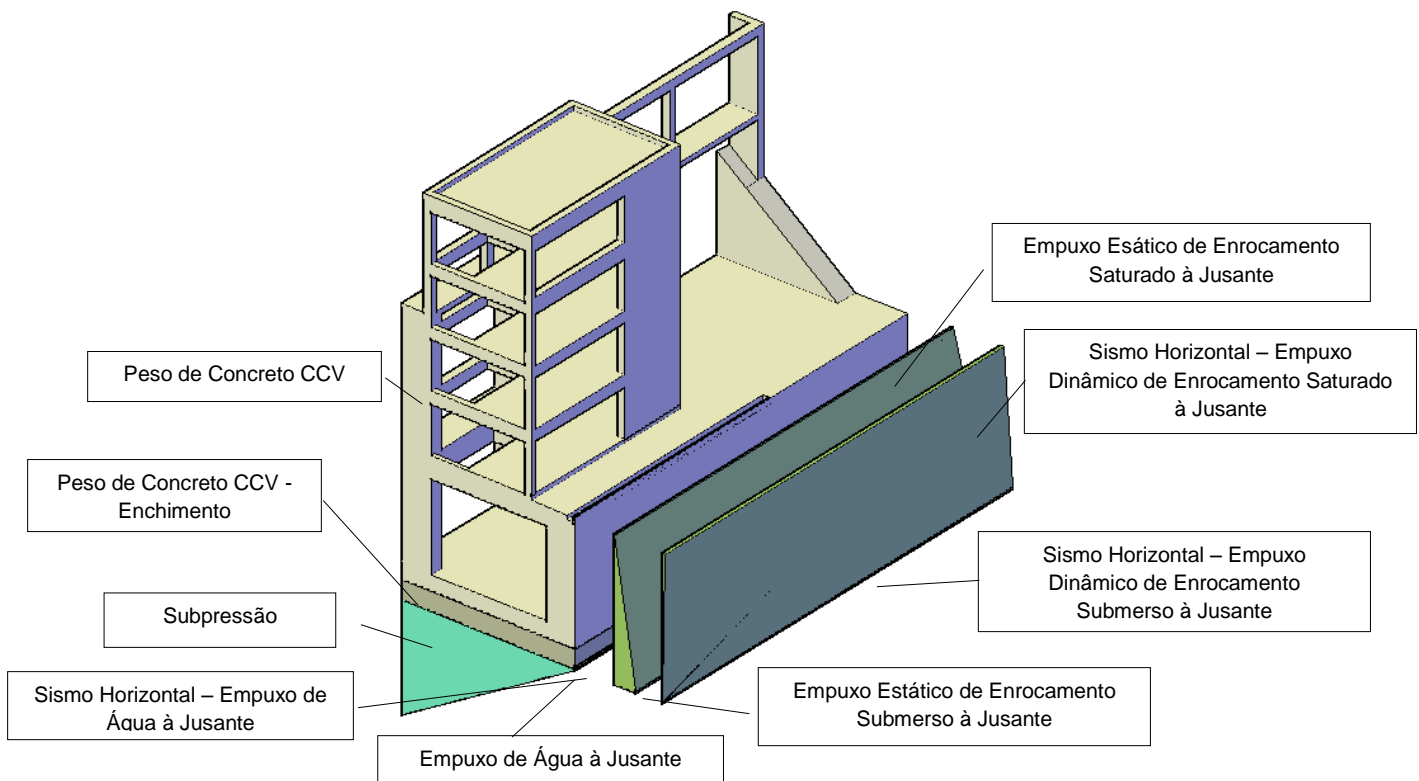


Figura 4.33 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

4.2.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) 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.

4.2.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	5.495,13	10,00	U = 54.951,30	13,13		M ₆ = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	54.951,30 kN	$\sum M_E =$	2.770.598,91 kNxm
$\sum V - \sum U =$	158.462,72 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\sum M_T =$	1.551.694,60 kNxm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,88 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,79 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,53 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_0 \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,72 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD ₀ = 1,50 FSD _c = 3,00 A _i = 460,08 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,61		M ₄ = 196.091,78
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	7.533,32	10,00	U = 75.333,20	12,62		M ₆ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	75.333,20 kN	$\sum M_E =$	2.786.802,35 kNxm
$\sum V - \sum U =$	138.883,92 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\sum M_T =$	1.899.969,62 kNxm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,84 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,47 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)		φ = 40°	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,22 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,26 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD _φ = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 407,90 m²	

UHE ITAOCARA I

4.2.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)²		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	10.565,59	10,00	U = 105.655,90	11,89		M ₆ = -1.256.248,65

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	105.655,90 kN	$\sum M_E =$	2.770.598,91 kNxm
$\sum V - \sum U =$	107.758,12 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\sum M_T =$	2.086.432,68 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,02 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,33 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)		φ = 40°	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,04 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 18 kN/m²		φ = 40°	
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		FSD ₀ = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 405,77 m²	
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,19 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD ₀ = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 405,77 m²	

UHE ITAOCARA I

4.2.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₈ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M _# = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M _# = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M _# = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M _# = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₉ = -439,00	20,45		M _# = 8.977,55
Subpressão	5.495,13	10,00		U = 54.951,30	13,13		M _# = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$
$\sum U =$	54.951,30 kN	$\sum M_E = 2.779.576,46 \text{ kNm}$
$\sum V - \sum U =$	152.499,30 kN	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN	$\sum M_T = 1.820.447,05 \text{ kNm}$

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,78 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,53 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,26 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,20 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 401,93 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	12.255,79	10,00	U = 122.557,90	11,56		M ₆ = -1.416.769,32

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	122.557,90 kN	$\sum M_E =$	2.786.707,21 kNxm
$\sum V - \sum U =$	91.659,22 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\sum M_T =$	2.366.033,96 kNxm
$\sum T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,75 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,18 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,81 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 113 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,68 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00		V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00		T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	951,44	10,00	0,03	V ₈ = 285,43	20,60		M ₉ = -5.879,90
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	479,84	10,00	1,00	T ₅ = 4.798,40		12,00	M ₁₃ = -57.580,80
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	46,70	10,00	1,00	V ₉ = -467,00	20,43		M ₁₄ = 9.540,81
Subpressão	7.533,32	10,00		U = 75.333,20	12,62		M ₁₅ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO Xt = 21,60 Yt = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	208.257,61 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$	
$\sum U =$	75.333,20 kN	$\sum M_E =$	2.796.248,02 kNm
$\sum V - \sum U =$	132.924,41 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	110.245,64 kN	$\sum M_T =$	2.176.386,63 kNm
$\sum T_{i, JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,76 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,28 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,01 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 39 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
		A COESÃO MÁXIMA ADEQUADA É C = 400 kN/m²	FSD _c = 1,30
		A _i = 298,20 m²	
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADEQUADA			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,75 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADEQUADA É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
		A _i = 298,20 m²	

UHE ITAOCARA I

4.2.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₆ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₇ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₈ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₉ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M ₁₃ = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₁₀ = -439,00	20,45		M ₁₄ = 8.977,55
Subpressão	10.565,59	10,00		U = 105.655,90	11,89		M ₁₅ = -1.256.248,65

PONTO DE TOMBAMENTO Xt = 21,60 Yt = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$	
$\sum U =$	105.655,90 kN	$\sum M_E =$	2.779.576,46 kNxm
$\sum V - \sum U =$	101.794,70 kN		
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$	
$\sum T_{i, JUSANTE} =$	0,00 kN	$\sum M_T =$	2.355.185,14 kNxm

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,96 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,18 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,84 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 118 kN/m²	$\phi = 40^\circ$
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 266,25 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,57 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$
			FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 266,25 m²

UHE ITAOCARA I

4.2.3 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.

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 - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE																	
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 (m²)	\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 (m²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m²)	(m²)	(m)	(m)	(m²)	(m²)	(m²)	(m²)	(m²)
1	0,00	0,00															
2	12,10	0,00	1 - 2	12,10	29,71	359,49	6,05	0,00	2.174,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4.386,09
Σ						359,49			2.174,92	0,00						0,00	4.386,09

X _G =	6,05 m
Y _G =	0,00 m
I _p =	4.386,09 m ⁴

UHE ITAOCARA I

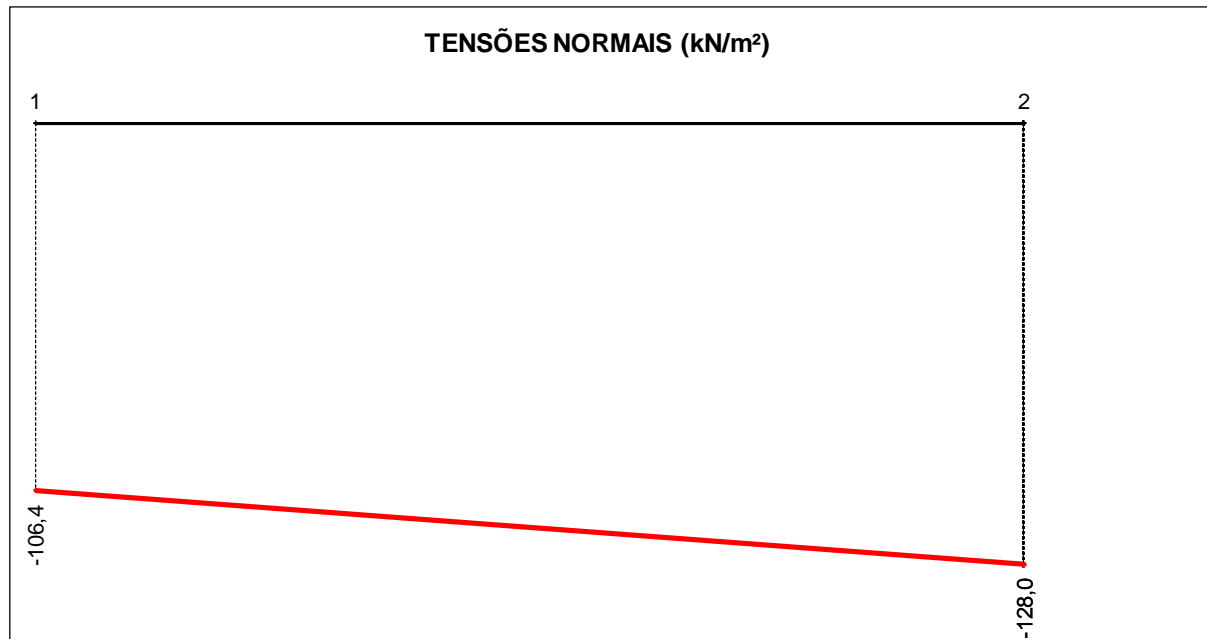
4.2.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		-7.420,40		-3,12	23.151,65
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,80		-0,05	0,04
6	Subpressão	6.276,70		-1,88		-11.800,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCN	-42.142,82	-7.424,20	-7.821,72

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-106,44	-128,02

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-20,65	-20,65



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

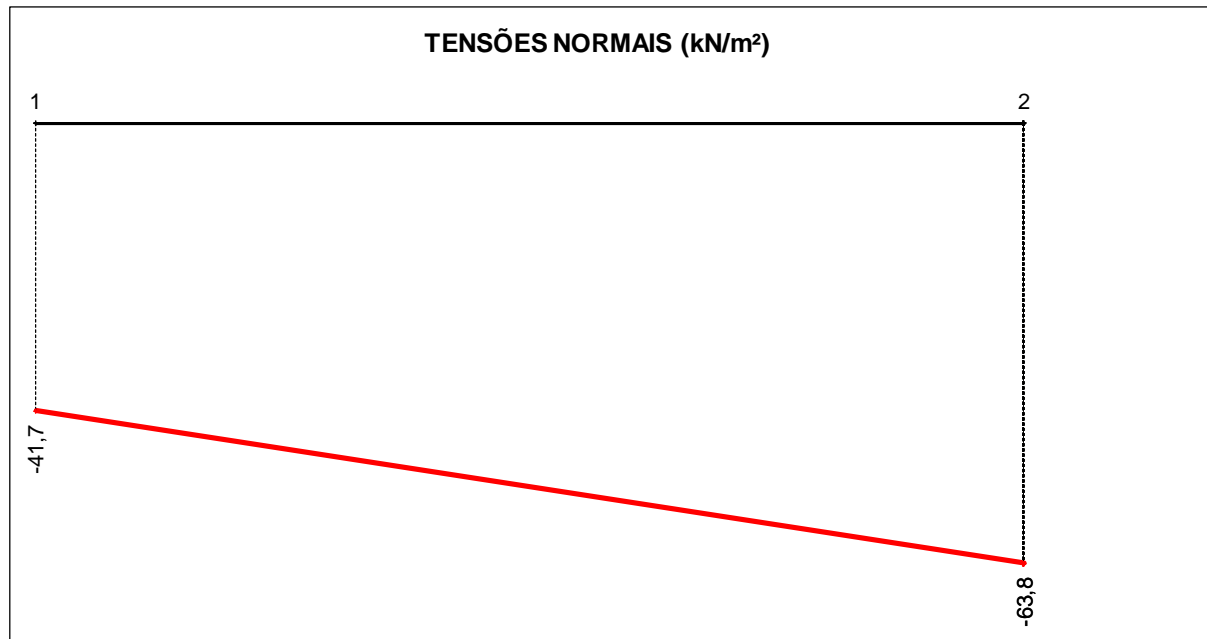
4.2.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-38.346,72		-0,50		19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		7.568,10		-2,36	-17.860,72
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		3.174,00		-4,14	-13.140,36
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		2.124,10		-2,36	-5.012,88
6	Subpressão	29.452,40		0,30		8.835,72

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	19.173,36
CCE 1	-18.967,12	12.866,20	-8.004,87

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-41,71	-63,80

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	35,79	35,79



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

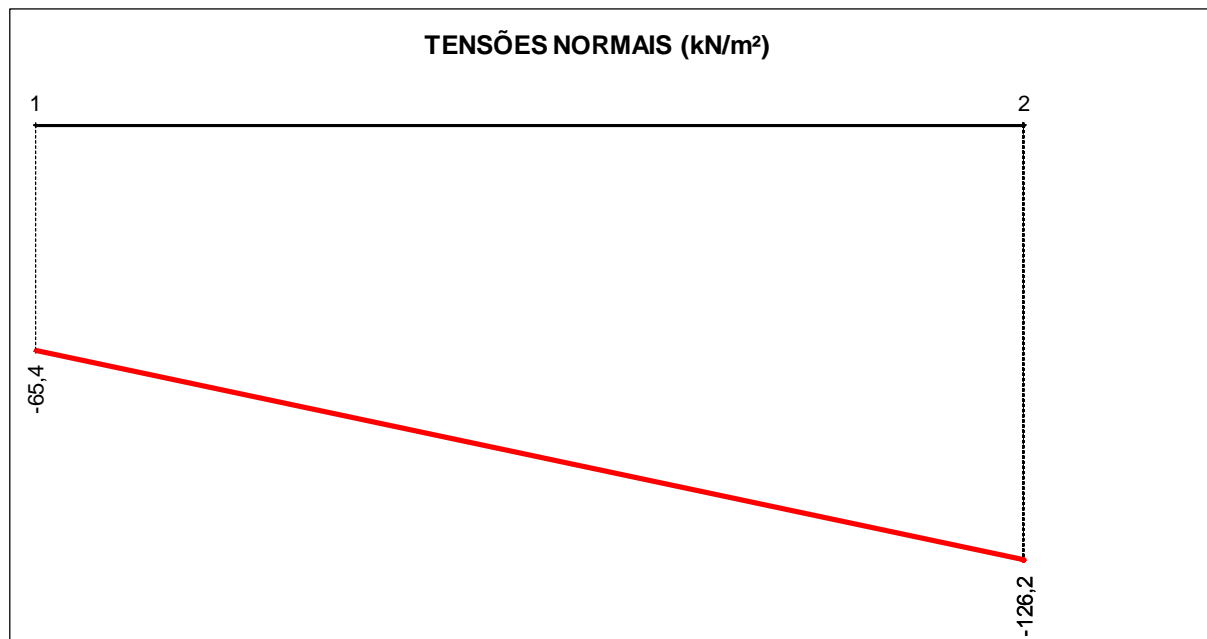
4.2.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		-7.420,40		-3,12	23.151,65
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,80		-0,05	0,04
6	Subpressão	13.442,40		-1,96		-26.347,10

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCE 2	-34.977,12	-7.424,20	-22.368,63

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-65,41	-126,15

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-20,33	-20,33



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

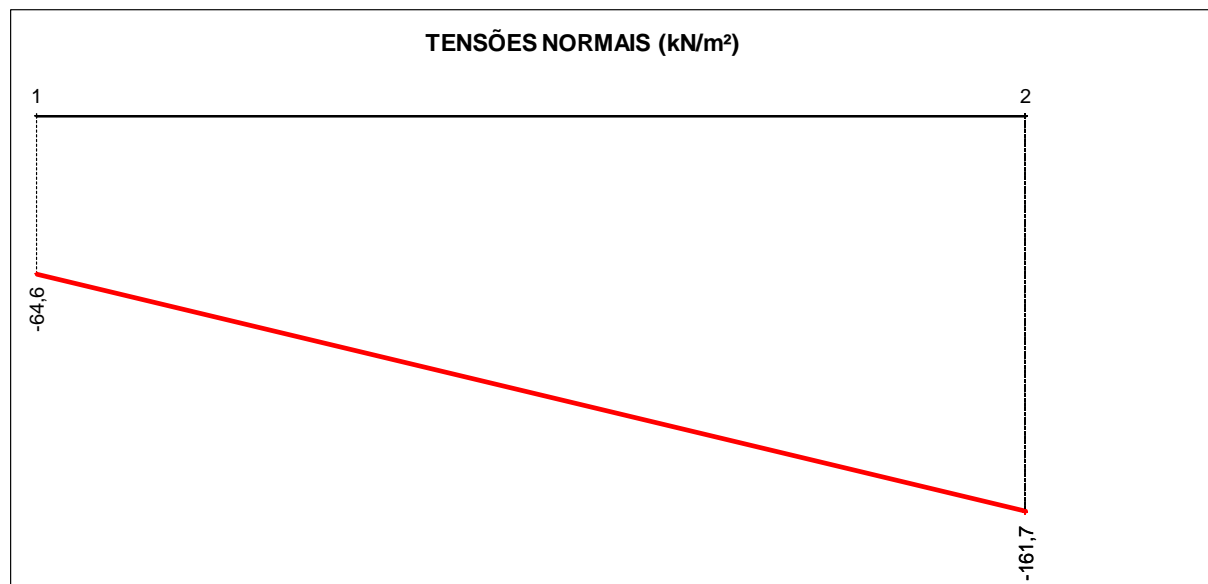
4.2.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo Estático de Enrocamento Saturado à Jusante		-4.230,20		-3,12	13.198,22
5	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,50		-0,05	0,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.150,40		0,50		575,20
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	302,18		0,00		0,00
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.917,34		-7,52	-14.418,37
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		503,64		-0,62	-312,26
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,20		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Saturado à Jusante		523,20		-6,26	-3.275,23
12	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Submerso à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
13	Subpressão	6.276,70		-1,88		-11.800,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCE 3	-40.690,23	-1.289,22	-35.205,83

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-64,62	-161,73

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-3,59	-3,59



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

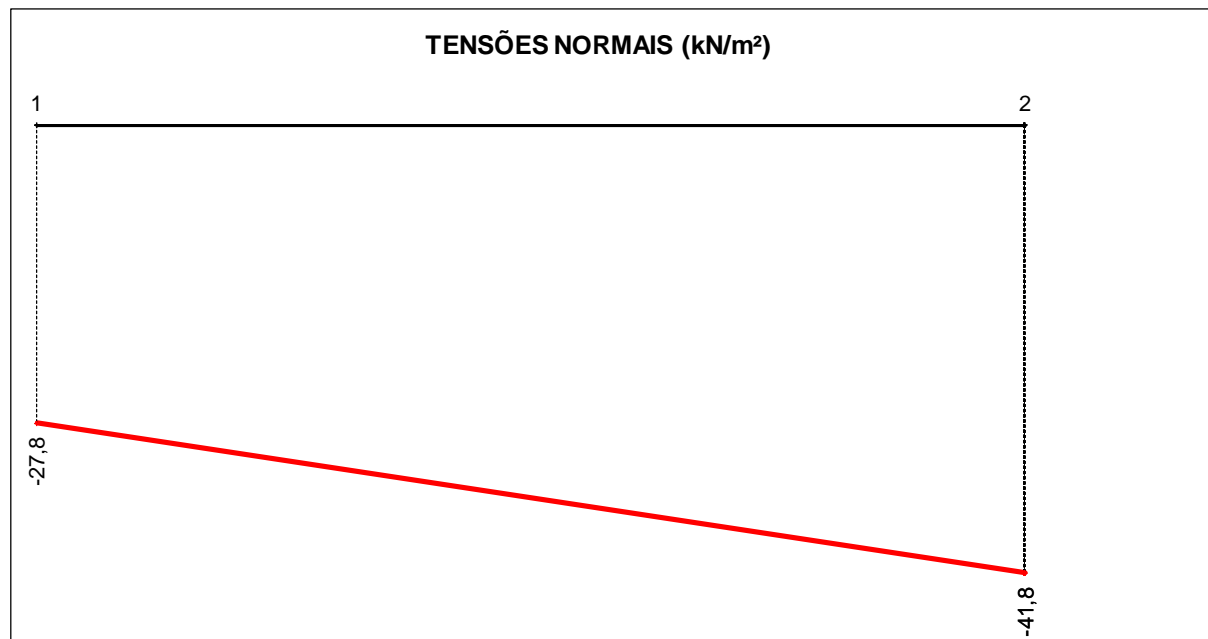
4.2.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-7.568,10		-2,36	17.860,72
4	Empuxo de Enrocamento Saturado à Jusante		-3.174,00		-4,14	13.140,36
5	Empuxo de Enrocamento Submerso à Jusante		-2.124,10		-2,36	5.012,88
6	Subpressão	35.923,80		-0,61		-21.913,52

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCL 1	-12.495,72	-12.866,20	-5.072,93

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-27,76	-41,75

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-35,79	-35,79



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

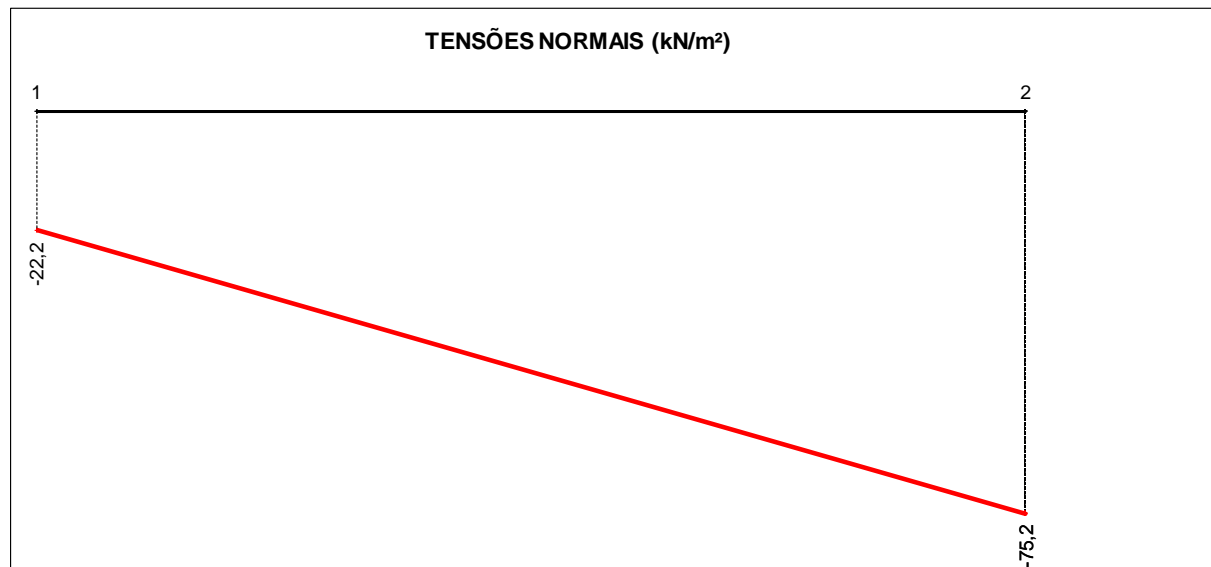
4.2.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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	-38.346,72		-0,50		19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		7.568,10		-2,36	-17.860,72
4	Empuxo Estático de Enrocamento Saturado à Jusante		1.811,40		-4,14	-7.499,20
5	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Jusante		1.210,90		-2,36	-2.857,72
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.150,40		-0,50		-575,20
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	302,18		0,00		0,00
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.917,34		-7,52	-14.418,37
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		503,64		-0,62	-312,26
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		394,10		-2,84	-1.119,24
11	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Saturado à Jusante		223,00		-8,31	-1.853,13
12	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Submerso à Jusante		150,20		-4,73	-710,45
13	Subpressão	29.452,40		0,30		8.835,72

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	19.173,36
CCL 2	-17.514,53	13.778,68	-19.197,20

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-22,24	-75,19

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	38,32	38,32



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

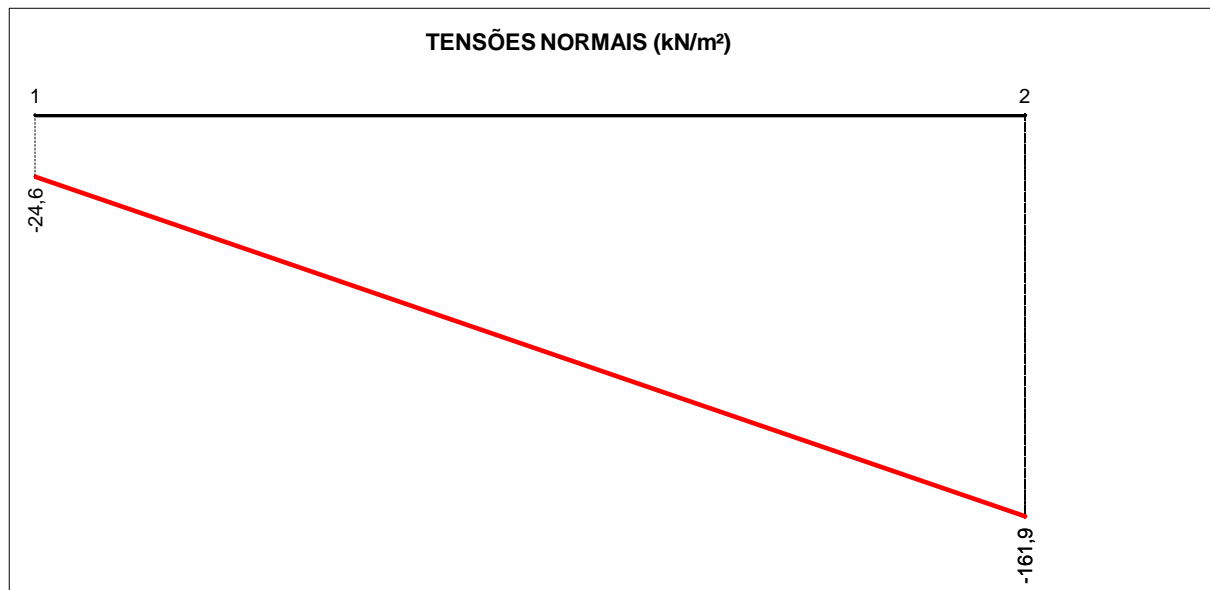
4.2.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 1 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-38.346,72		0,50		-19.173,36
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-10.072,80		0,00		0,00
3	Empuxo de Água à Jusante		-3,00		-0,05	0,15
4	Empuxo Estático de Enrocamento Saturado à Jusante		-4.230,20		-3,12	13.198,22
5	Empuxo Estático de Enrocamento Submerso à Jusante		-0,50		-0,05	0,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.150,40		0,50		575,20
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	302,18		0,00		0,00
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.917,34		-7,52	-14.418,37
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		503,64		-0,62	-312,26
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,20		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Saturado à Jusante		523,20		-6,26	-3.275,23
12	Sismo Horizontal - Empuxo Dinâmico de Enrocamento Submerso à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
13	Subpressão	13.442,40		-1,96		-26.347,10

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-48.419,52	0,00	-19.173,36
CCL 3	-33.524,53	-1.289,22	-49.752,74

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 12,1	-24,63	-161,86

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-3,59	-3,59



Base 100% comprimida

4.2.4 Coeficientes de segurança encontrados

4.2.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	7,71	1,30
Tombamento – CST	5,97	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	4,76	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	9,63	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

4.2.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,64	1,10
Tombamento – CST	1,52	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	1,24	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	8,58	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

4.2.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,60	1,10
Tombamento – CST	2,76	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	3,95	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	16,71	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

4.2.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	7,48	1,10
Tombamento – CST	3,78	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	26,48	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	98,44	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

4.2.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,35	1,10
Tombamento – CST	1,29	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,81	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	9,34	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

4.2.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,59	1,10
Tombamento – CST	1,39	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	1,07	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	9,00	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

4.2.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,49	1,10
Tombamento – CST	2,14	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	21,82	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	105,64	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5. ÁREA DE MONTAGEM 2 – AM2

Apresenta-se, a seguir, a geometria da Área de Montagem 2.

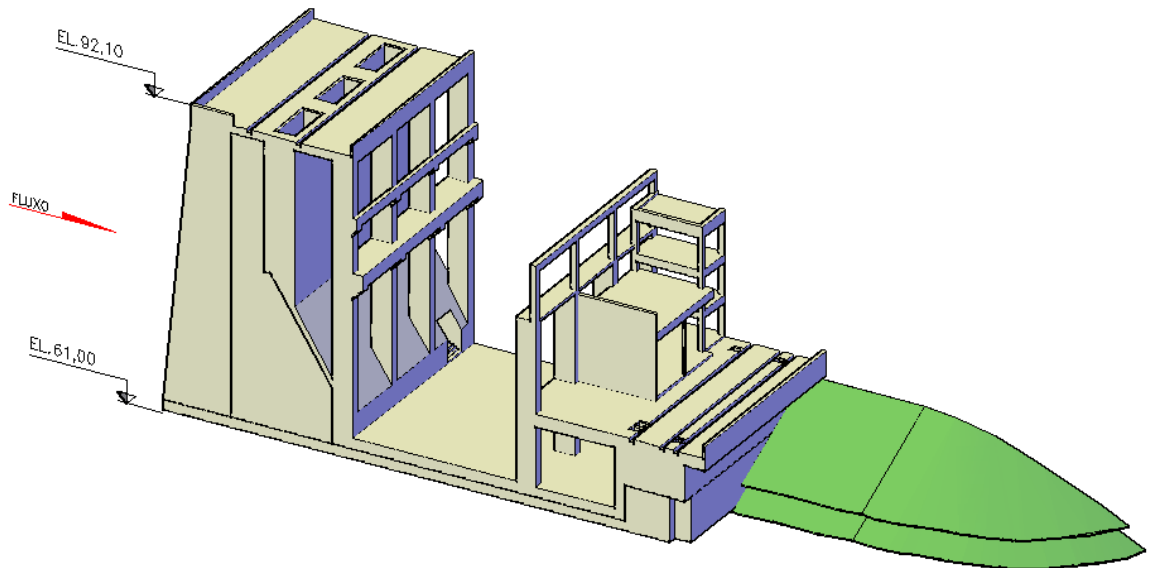


Figura 5.1 – Área de Montagem 2 – Entre eixos 4 e 5 – Visualização 3D – Vista de Jusante

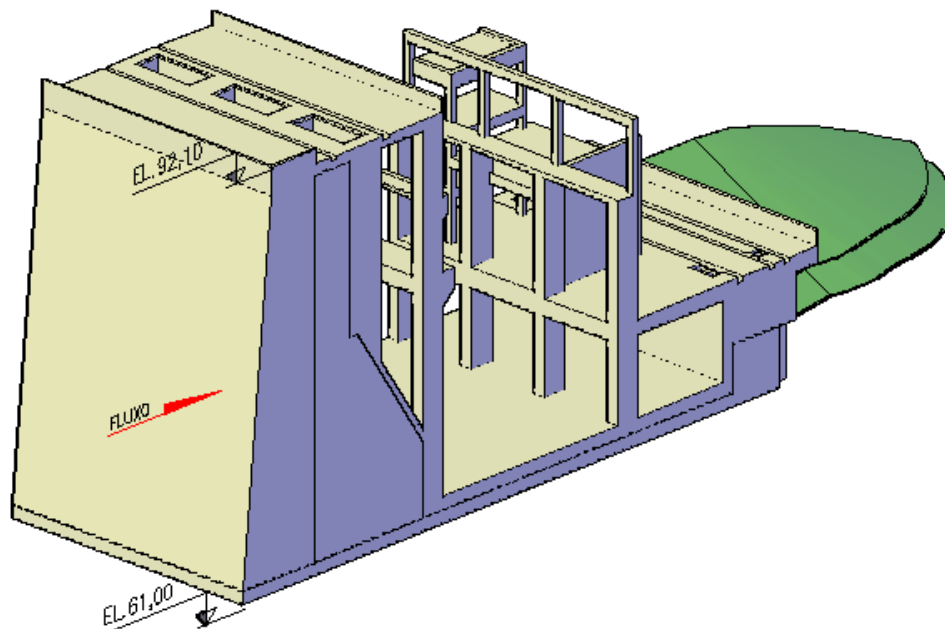


Figura 5.2 – Área de Montagem 2 – Entre eixos 4 e 5 – Visualização 3D – Vista de Montante

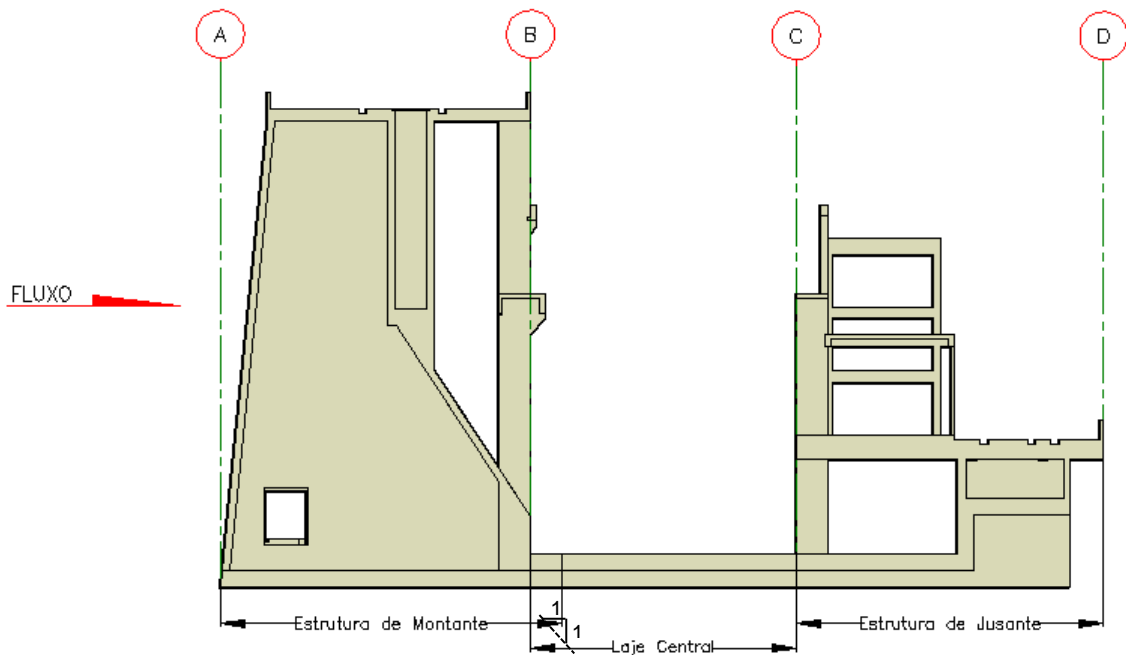


Figura 5.3 – Área de Montagem 2 – Subestruturas

5.1 ESTRUTURA DE MONTANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Montante da AM2, conforme modelo apresentado a seguir.

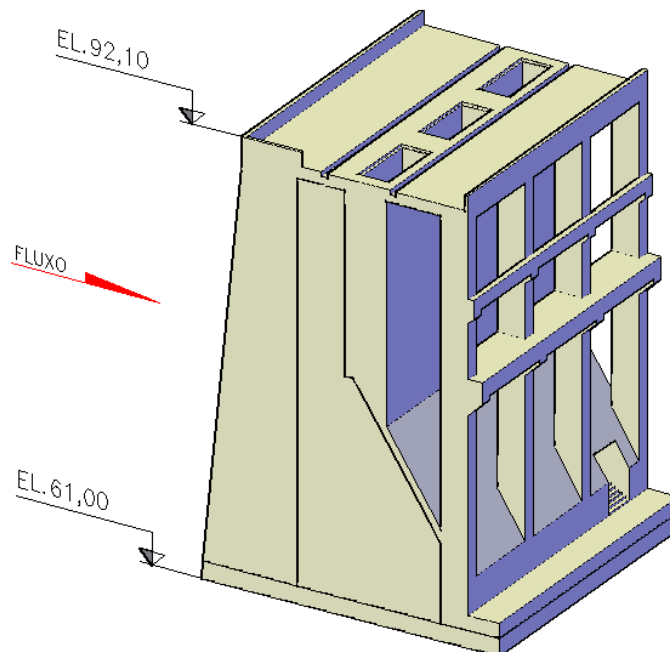


Figura 5.4 – Área de Montagem 2 – Estrutura de Montante

5.1.1 Casos de Carregamento

5.1.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

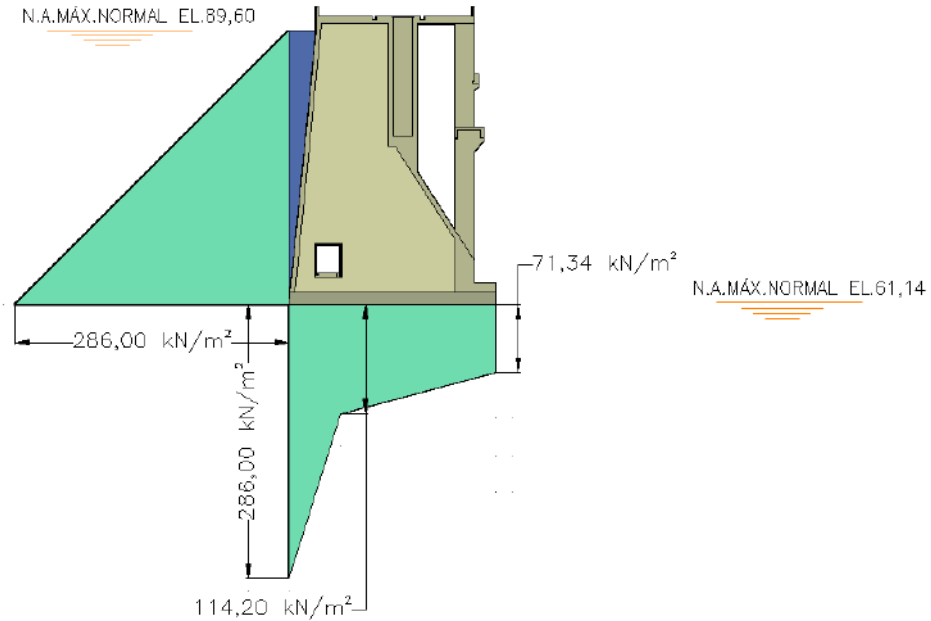


Figura 5.5 – Carregamentos CCN – Seção

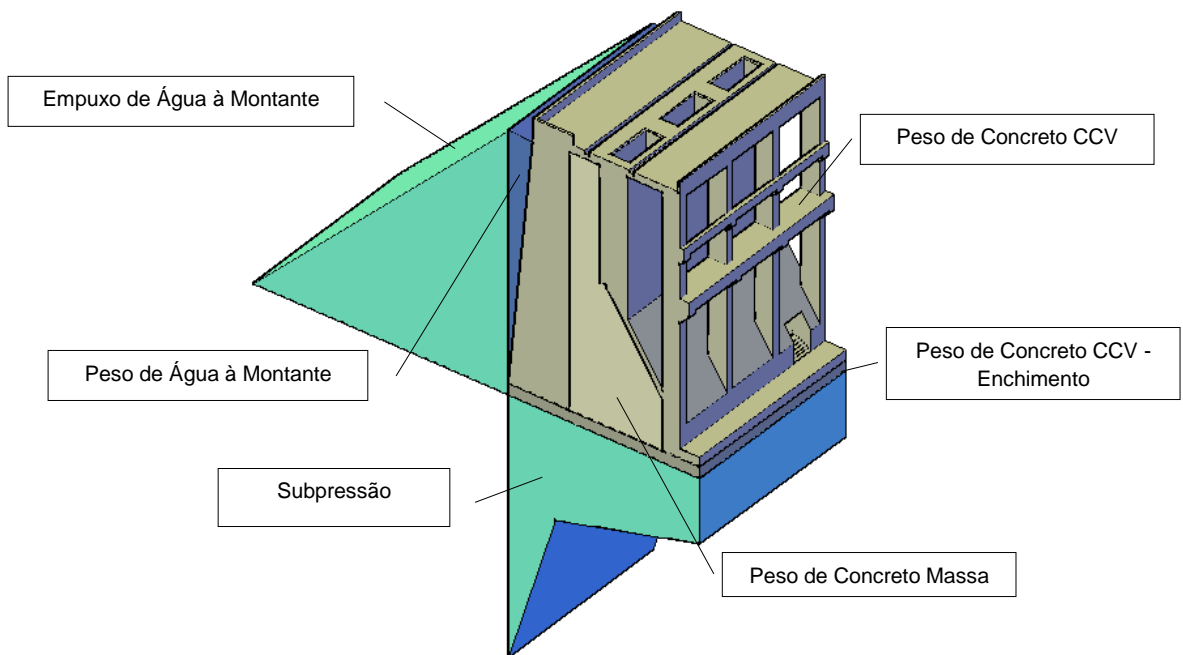


Figura 5.6 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

5.1.1.2 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

Drenos 100% operantes.

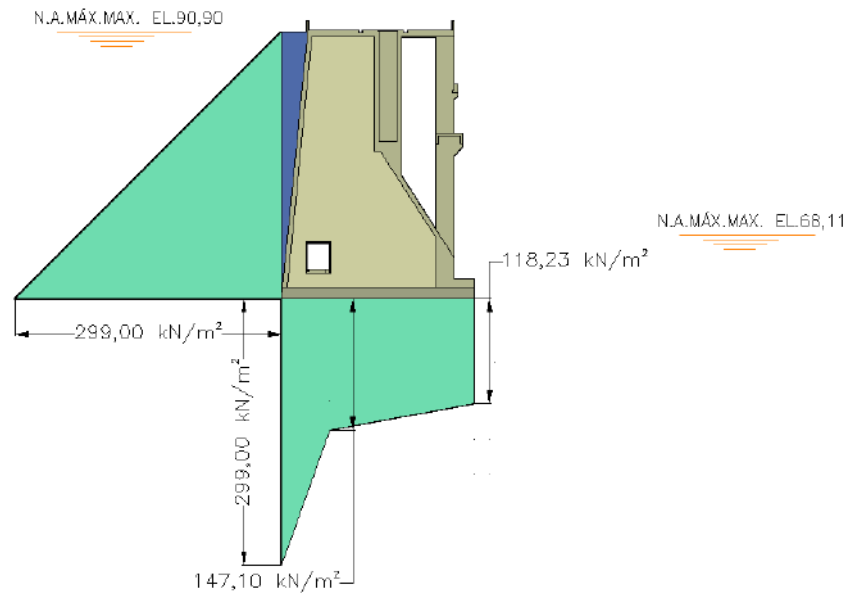


Figura 5.7 – Carregamentos CCE1 – Seção

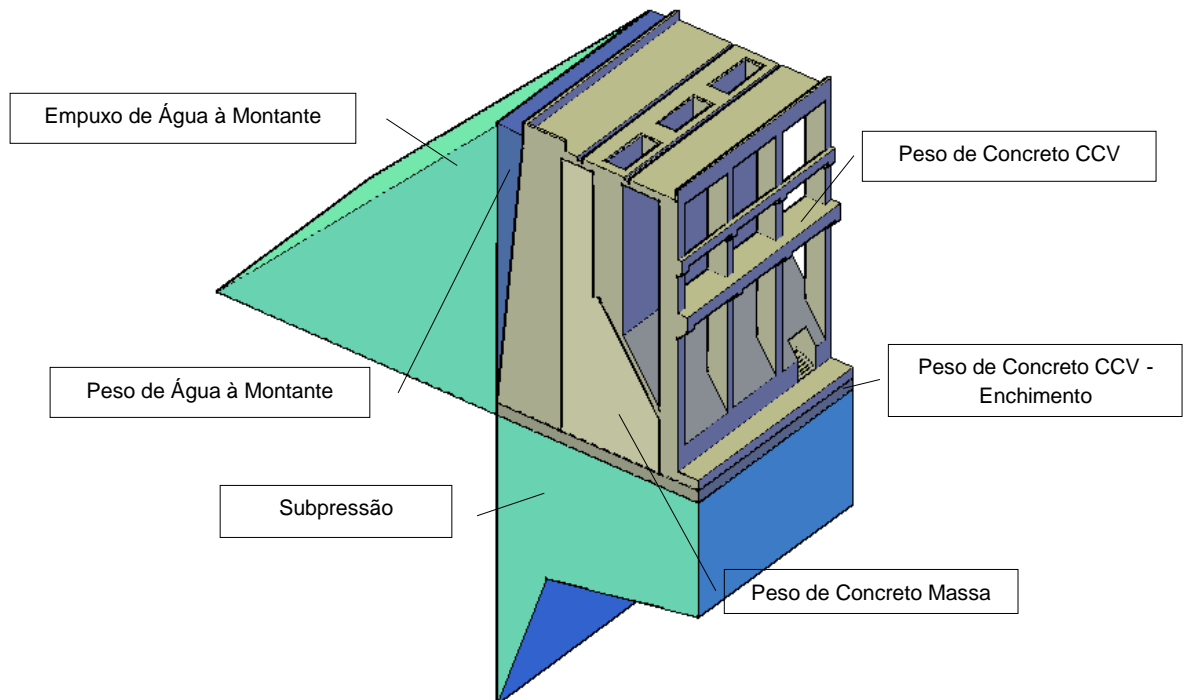


Figura 5.8 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

5.1.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

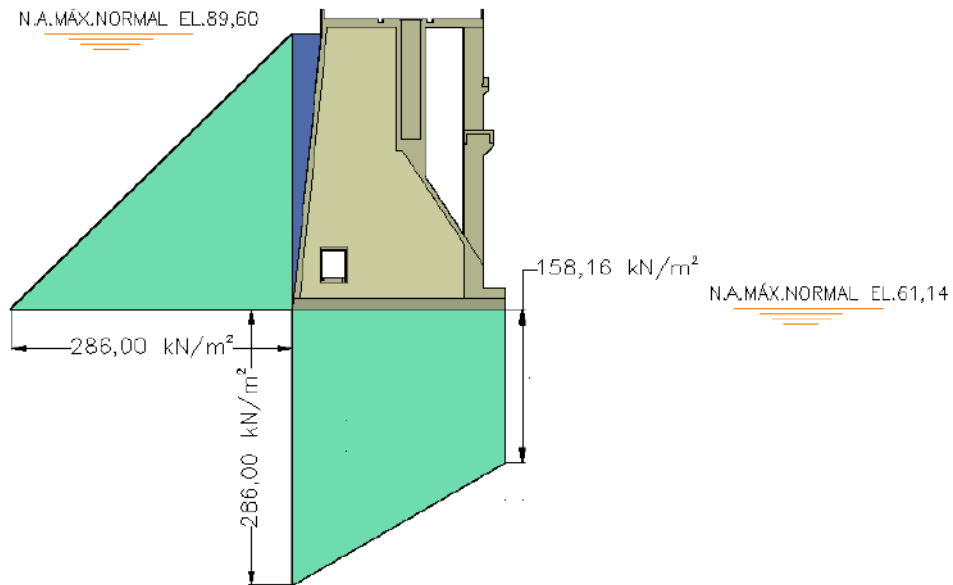


Figura 5.9 – Carregamentos CCE2 – Seção

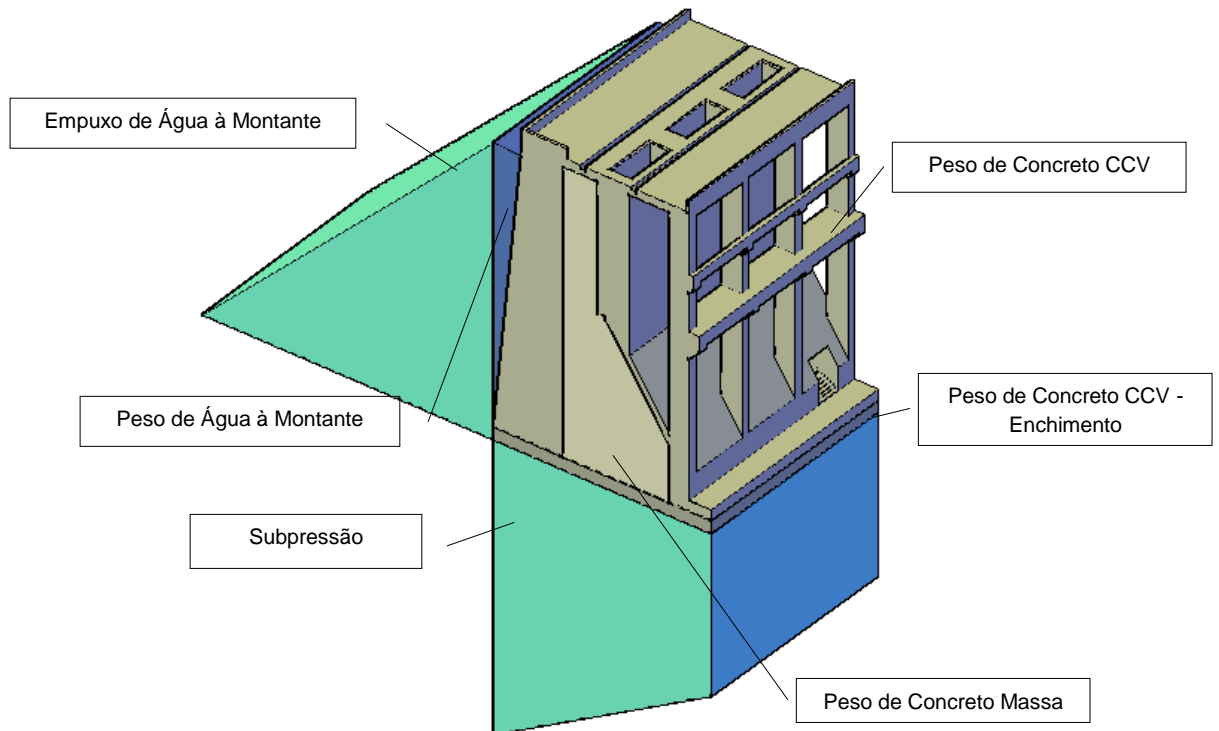


Figura 5.10 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

5.1.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

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

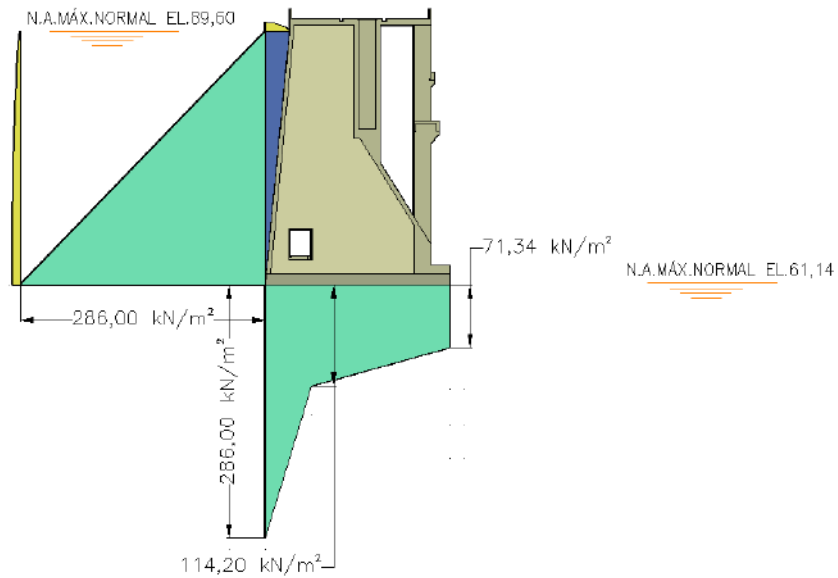


Figura 5.11 – Carregamentos CCE3 – Seção

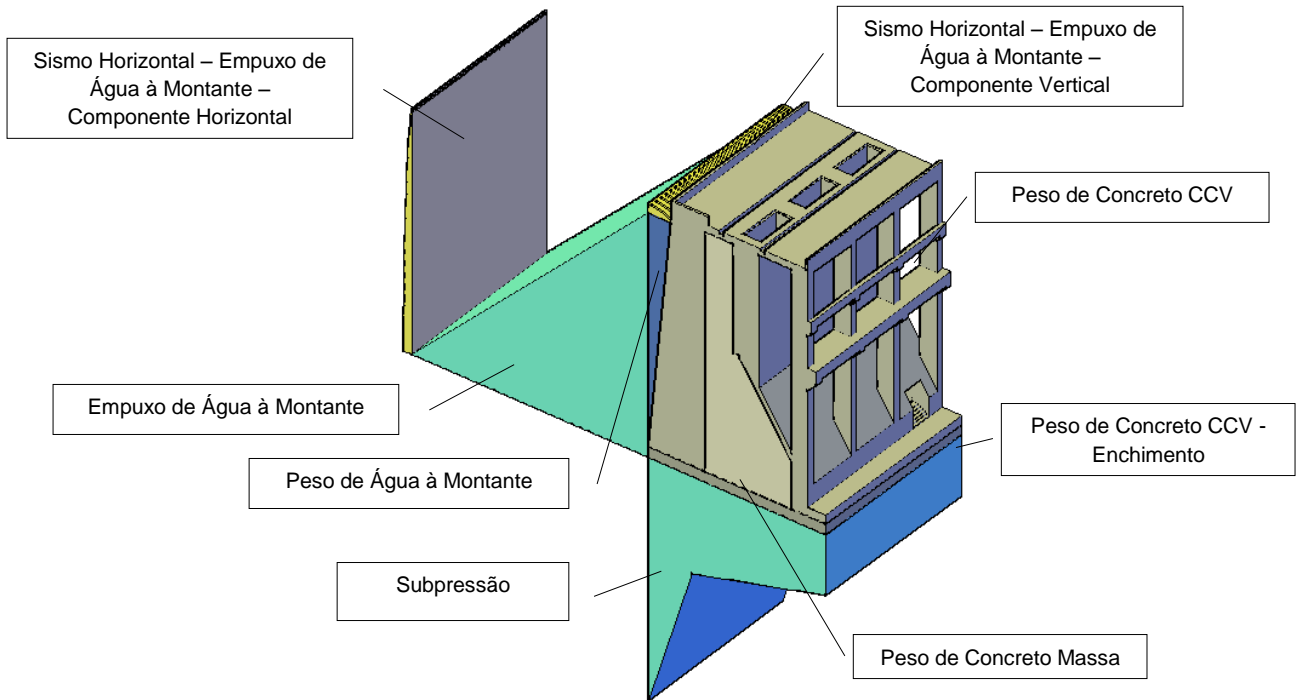


Figura 5.12 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

5.1.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes.

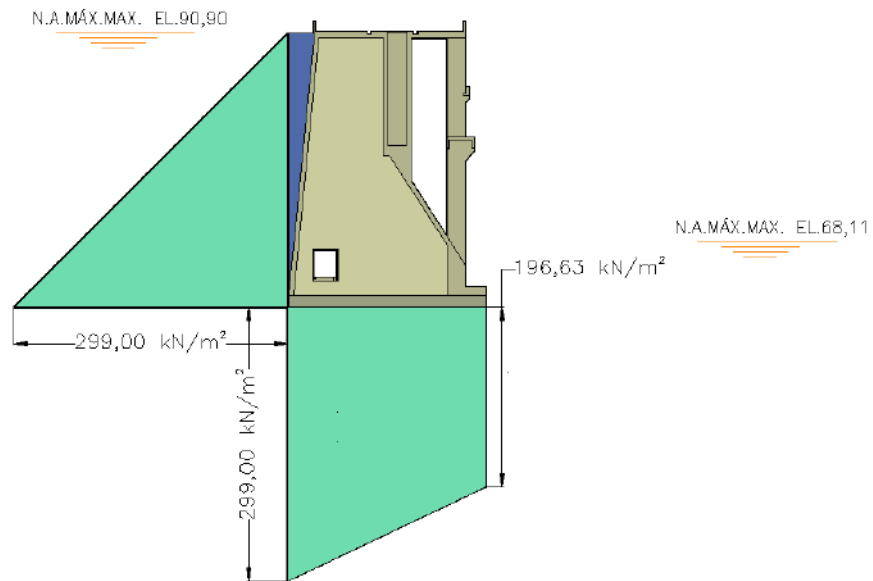


Figura 5.13 – Carregamentos CCL1 – Seção

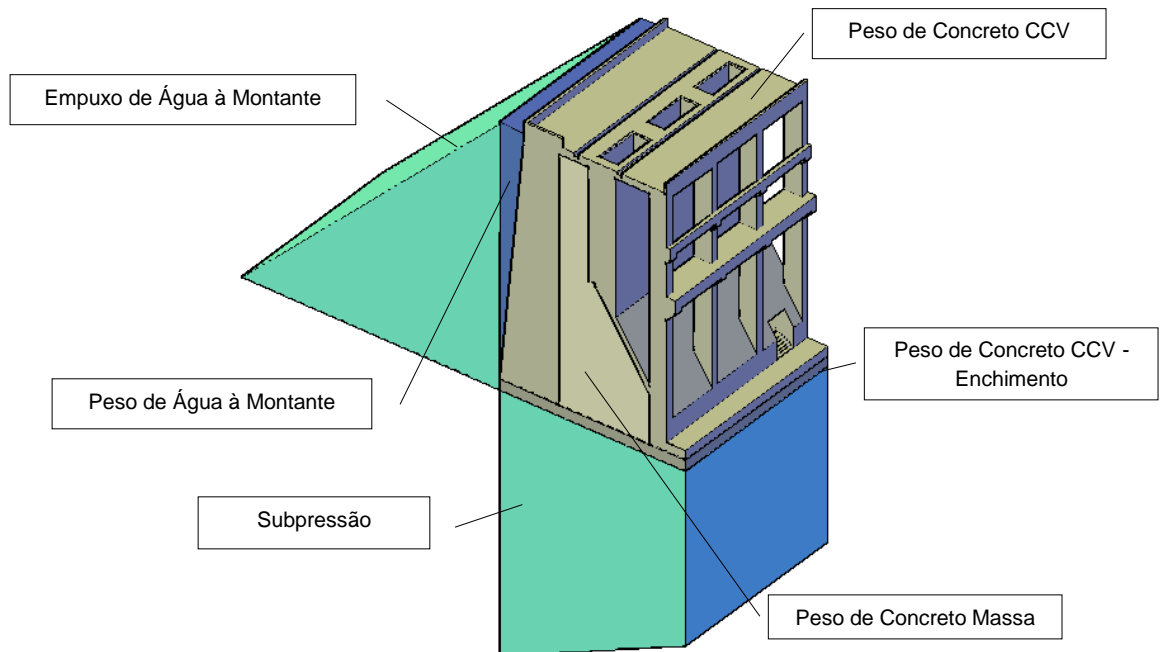


Figura 5.14 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

5.1.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes.

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

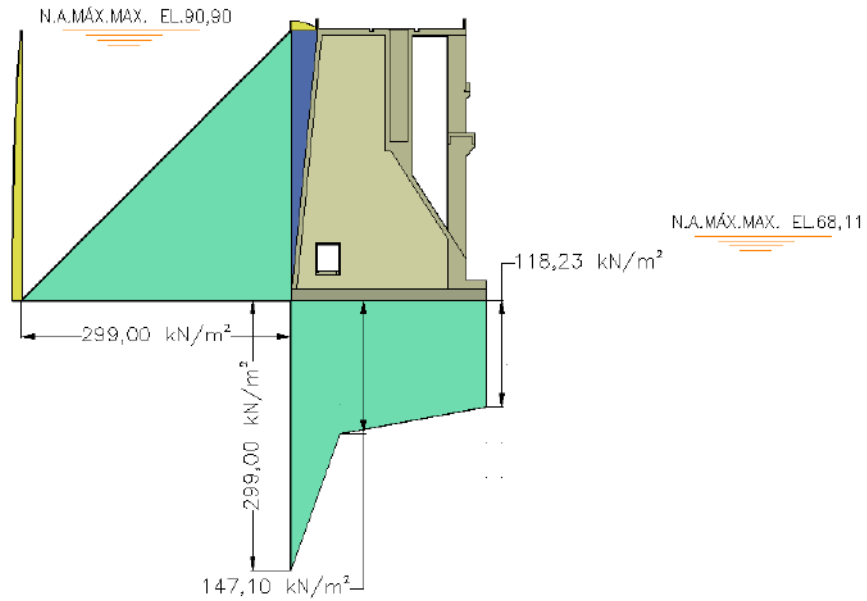


Figura 5.15 – Carregamentos CCL2 – Seção

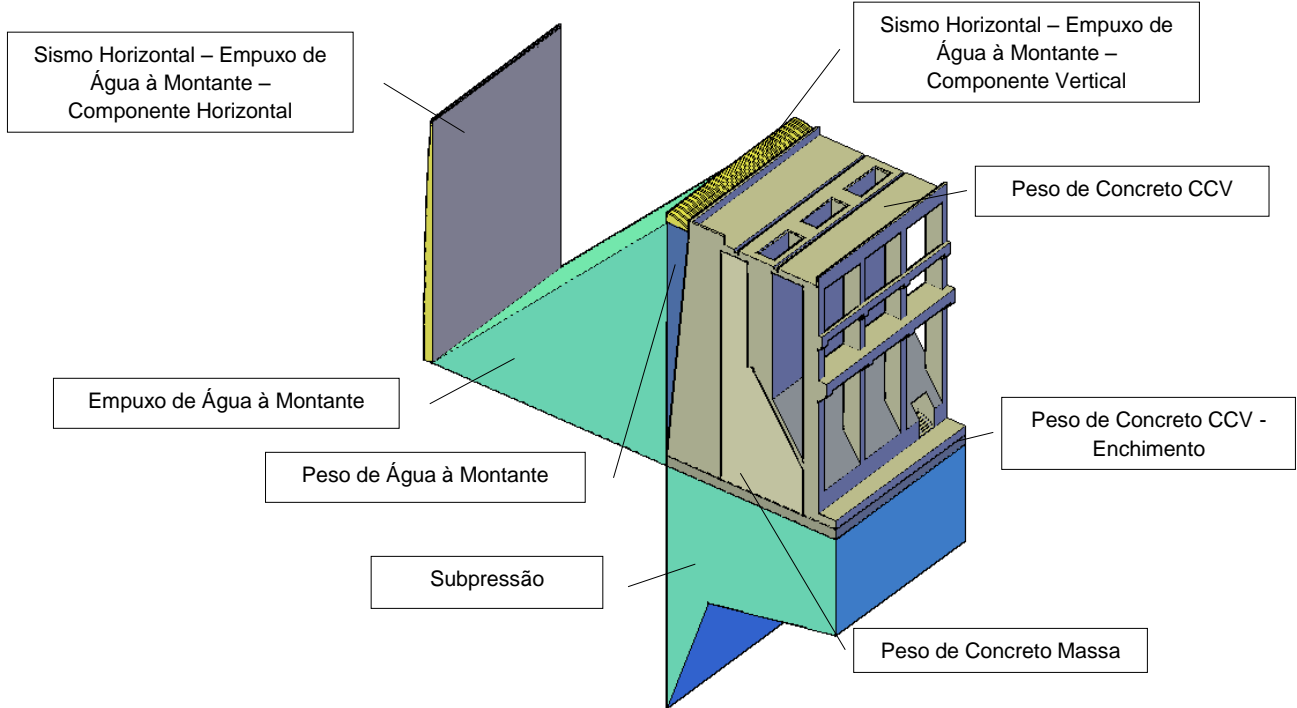


Figura 5.16 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

5.1.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

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

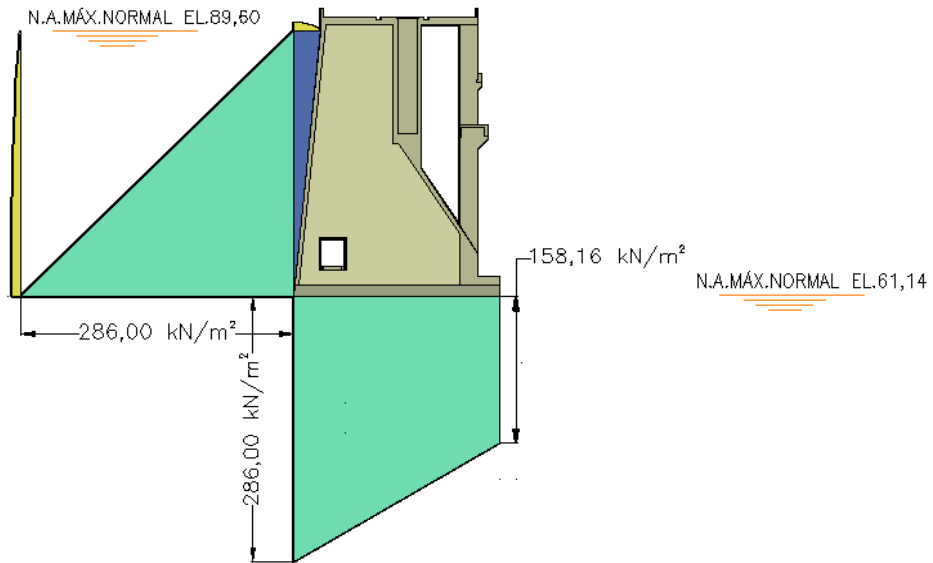


Figura 5.17 – Carregamentos CCL3 – Seção

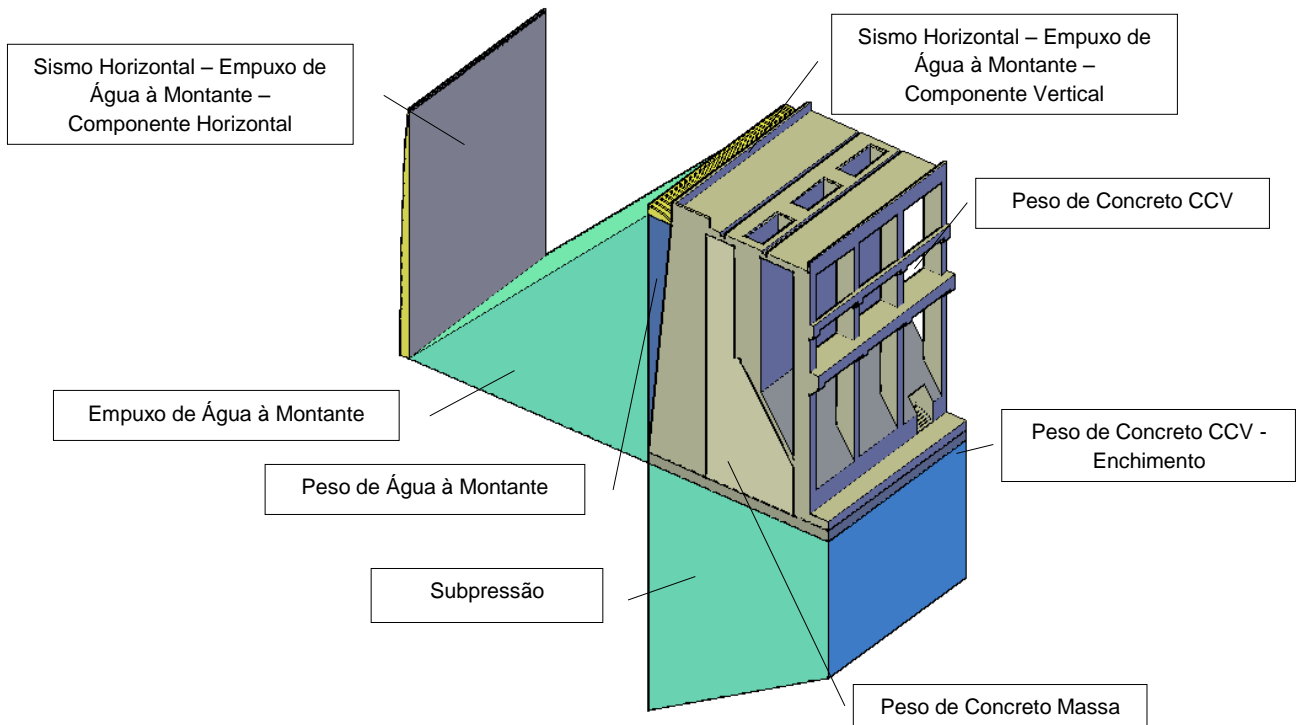


Figura 5.18 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

5.1.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) 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.

5.1.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	5.495,13	10,00	U = 54.951,30	13,13		M ₆ = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\Sigma U =$	54.951,30 kN	$\Sigma M_E =$	2.770.598,91 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	158.462,72 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_6$	
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\Sigma M_T =$	1.551.694,60 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	3,88 > 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,79 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) $\phi = 40^\circ$			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	1,53 > 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi + \Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_0 \times \Sigma T_i + \text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	1,72 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$ FSD ₀ = 1,50 FSD _c = 3,00 A _i = 460,08 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,61		M ₄ = 196.091,78
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	7.533,32	10,00	U = 75.333,20	12,62		M ₆ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\Sigma U =$	75.333,20 kN	$\Sigma M_E =$	2.786.802,35 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	138.883,92 kN	$\Sigma M_T = M_5 + M_6$	
$\Sigma T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\Sigma M_T =$	1.899.969,62 kNxm
$\Sigma T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	2,84 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,47 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)		φ = 40°	
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	1,22 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	2,26 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD _φ = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 407,90 m²	

UHE ITAOCARA I

5.1.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00	V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00	T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Subpressão	10.565,59	10,00	U = 105.655,90	11,89		M ₆ = -1.256.248,65

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	213.414,02 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$
$\sum U =$	105.655,90 kN	$\sum M_E = 2.770.598,91 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	107.758,12 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	87.112,70 kN	$\sum M_T = 2.086.432,68 \text{ kNxm}$
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,02 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,33 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0)		φ = 40°	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,04 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
A COESÃO NECESSÁRIA É C = 18 kN/m²		φ = 40°	
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		FSD ₀ = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 405,77 m²	
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,19 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD ₀ = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 405,77 m²	

UHE ITAOCARA I

5.1.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₈ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M _# = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M _# = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M _# = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M _# = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₉ = -439,00	20,45		M _# = 8.977,55
Subpressão	5.495,13	10,00		U = 54.951,30	13,13		M _# = -721.510,57

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$
$\sum U =$	54.951,30 kN	$\sum M_E = 2.779.576,46 \text{ kNm}$
$\sum V - \sum U =$	152.499,30 kN	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN	$\sum M_T = 1.820.447,05 \text{ kNm}$

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	3,78 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,53 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,26 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,20 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 401,93 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00	V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00	T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Subpressão	12.255,79	10,00	U = 122.557,90	11,56		M ₆ = -1.416.769,32

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 21,60 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	214.217,12 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$	
$\sum U =$	122.557,90 kN	$\sum M_E =$	2.786.707,21 kNxm
$\sum V - \sum U =$	91.659,22 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6$	
$\sum T_i, \text{ MONTANTE} = T_1$	95.212,10 kN	$\sum M_T =$	2.366.033,96 kNxm
$\sum T_i, \text{ JUSANTE} =$	0,00 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,75 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,18 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,81 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 113 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,68 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD ₀ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 293,09 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	951,44	10,00		V ₄ = -9.514,40	20,60		M ₄ = 195.996,64
Empuxo de Água à Montante	9.521,21	10,00		T ₁ = 95.212,10		9,97	M ₅ = -949.264,64
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₆ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₇ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₈ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	951,44	10,00	0,03	V ₉ = 285,43	20,60		M ₉ = -5.879,90
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	479,84	10,00	1,00	T ₅ = 4.798,40		12,00	M ₁₃ = -57.580,80
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	46,70	10,00	1,00	V ₁₀ = -467,00	20,43		M ₁₄ = 9.540,81
Subpressão	7.533,32	10,00		U = 75.333,20	12,62		M ₁₅ = -950.704,98

PONTO DE TOMBAMENTO Xt = 21,60 Yt = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	208.257,61 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$
$\sum U =$	75.333,20 kN	$\sum M_E = 2.796.248,02 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	132.924,41 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	110.245,64 kN	$\sum M_T = 2.176.386,63 \text{ kNxm}$
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} =$	0,00 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,76 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,28 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,01 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 39 kN/m²	φ = 40°
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 298,20 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,75 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40°
			FSD _φ = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 298,20 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE							
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00		V ₁ = -43.179,12	10,14		M ₁ = 437.836,28
Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00		V ₂ = -148.347,60	13,57		M ₂ = 2.013.076,93
Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00		V ₃ = -13.176,00	10,61		M ₃ = 139.797,36
Peso de Água à Montante	871,13	10,00		V ₄ = -8.711,30	20,65		M ₄ = 179.888,35
Empuxo de Água à Montante	8.711,27	10,00		T ₁ = 87.112,70		9,53	M ₅ = -830.184,03
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,03	V ₅ = 1.295,37	10,14		M ₆ = -13.135,09
Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,03	V ₆ = 4.450,43	13,57		M ₇ = -60.392,31
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,03	V ₇ = 395,28	10,61		M ₈ = -4.193,92
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	871,13	10,00	0,03	V ₈ = 261,34	20,65		M ₉ = -5.396,65
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.799,13	24,00	0,05	T ₂ = 2.158,96		17,24	M ₁₀ = -37.220,40
Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa	6.181,15	24,00	0,05	T ₃ = 7.417,38		13,16	M ₁₁ = -97.612,72
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	549,00	24,00	0,05	T ₄ = 658,80		0,61	M ₁₂ = -401,87
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal	439,02	10,00	1,00	T ₅ = 4.390,20		11,48	M ₁₃ = -50.399,50
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	43,90	10,00	1,00	V ₉ = -439,00	20,45		M ₁₄ = 8.977,55
Supressão	10.218,38	10,00		U = 102.183,80	11,83		M ₁₅ = -1.208.834,35

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 21,60$ $Y_t = 0,00$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7 + V_8 + V_9$	207.450,60 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_{14}$
$\sum U =$	102.183,80 kN	$\sum M_E = 2.779.576,46$ kNxm
$\sum V - \sum U =$	105.266,80 kN	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$	101.738,04 kN	$\sum M_T = M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13} + M_{15}$
$\sum T_{i, JUSANTE} =$	0,00 kN	$\sum M_T = 2.307.770,84$ kNxm

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,03 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,20 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	0,87 < 1,10	VERIFICAR COESÃO
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
		A COESÃO NECESSÁRIA É C = 61 kN/m²	FSD _φ = 1,10
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _c = 1,30
			A _i = 460,08 m²
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_\phi \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	2,18 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	FSD _φ = 40°
			FSD _c = 1,10
			FSD _c = 1,30
			A _i = 460,08 m²

UHE ITAOCARA I

5.1.3 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.

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 - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE																	
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 ²)	\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 ²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
1	0,00	0,00															
2	21,60	0,00	1 - 2	21,60	21,30	460,08	10,80	0,00	4.968,86	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	17.887,92
Σ						460,08			4.968,86	0,00						0,00	17.887,92

X _G =	10,80 m
Y _G =	0,00 m
I _p =	17.887,92 m ⁴

UHE ITAOCARA I

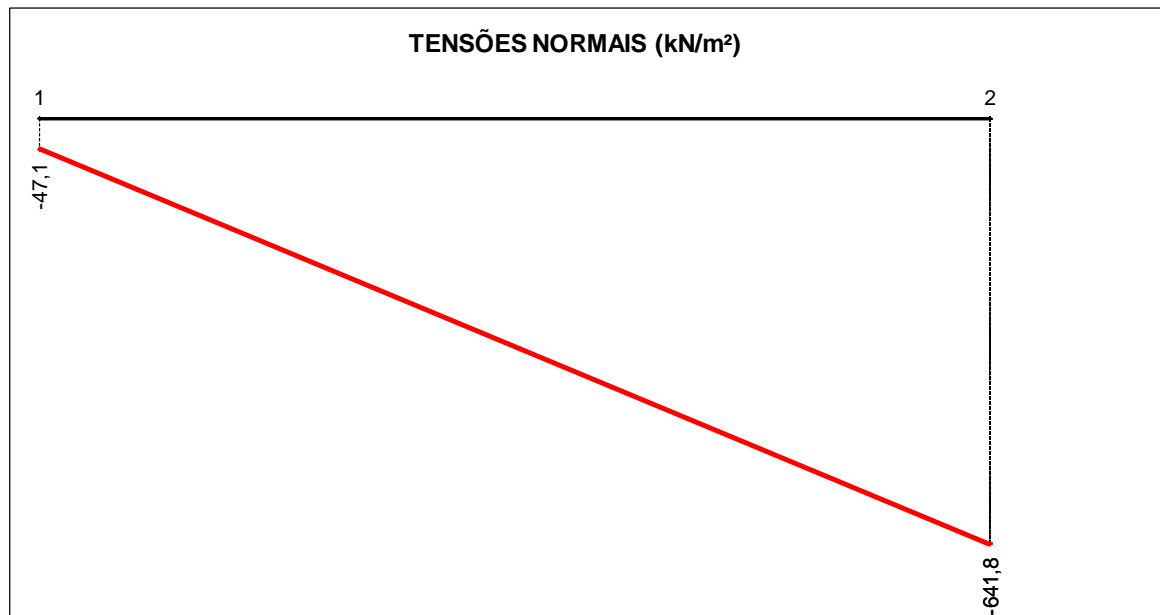
5.1.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Subpressão	54.951,30		-2,33		-128.036,53

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCN	-158.462,72	87.112,70	-492.493,06

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	-47,08	-641,77

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	189,34	189,34



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

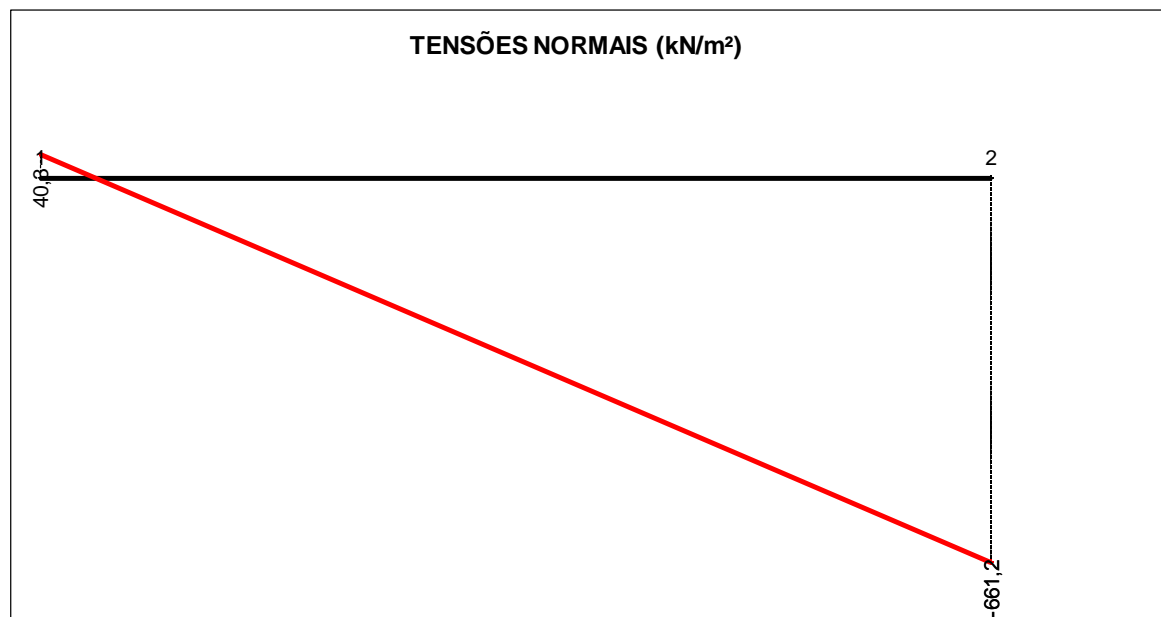
5.1.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-9.514,40		-9,81		93.336,26
5	Empuxo de Água à Montante		95.212,10		-9,97	-949.264,64
6	Subpressão	71.369,70		-1,47		-104.913,46

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCE 1	-142.847,42	95.212,10	-580.920,64

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	40,25	-661,22

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	206,95	206,95

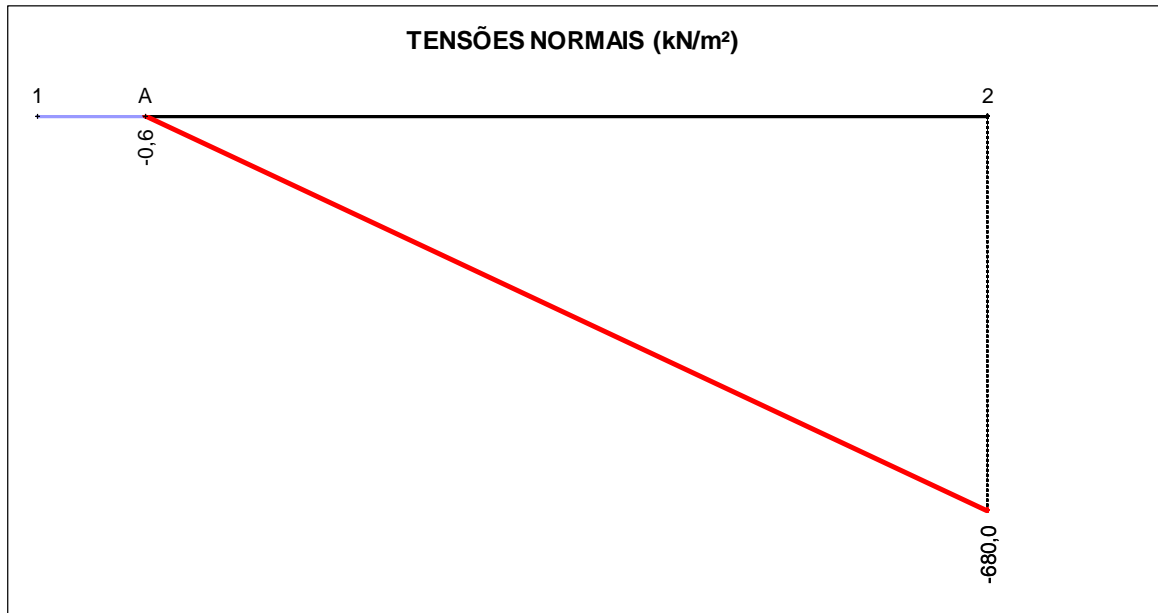


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,45 - 21,6	-0,58	-680,04

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	233,42	233,42



Base 88,7% comprimida

UHE ITAOCARA I

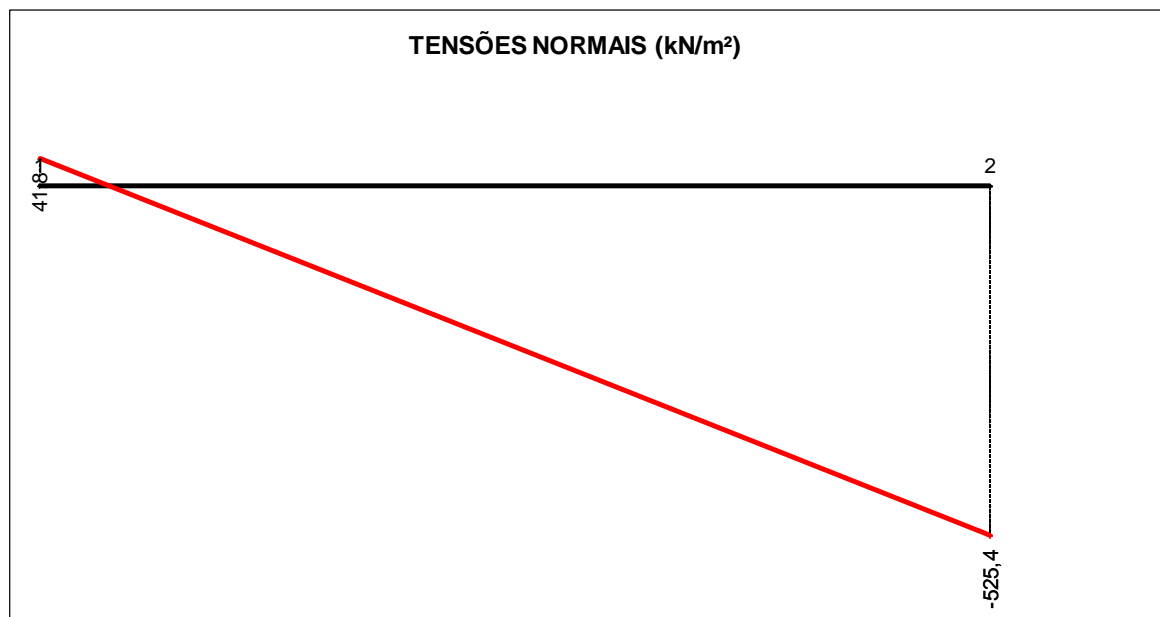
5.1.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Subpressão	102.183,80		-1,03		-105.249,31

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCE 2	-111.230,22	87.112,70	-469.705,85

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	41,83	-525,35

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	189,34	189,34

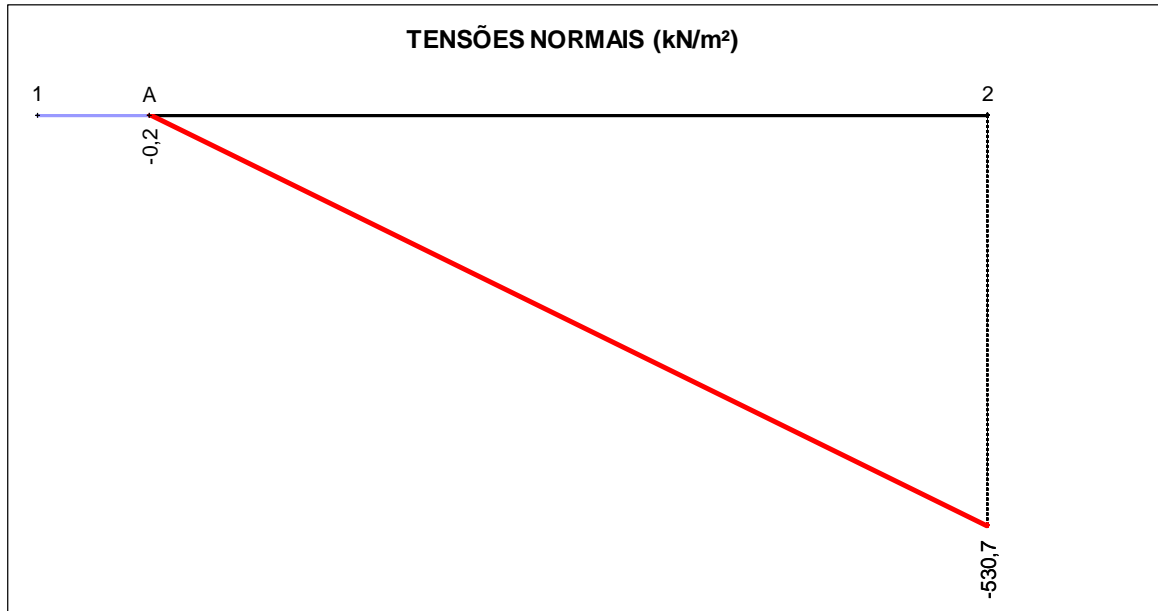


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,55 - 21,6	-0,23	-530,65

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	214,69	214,69



Base 88,2% comprimida

UHE ITAOCARA I

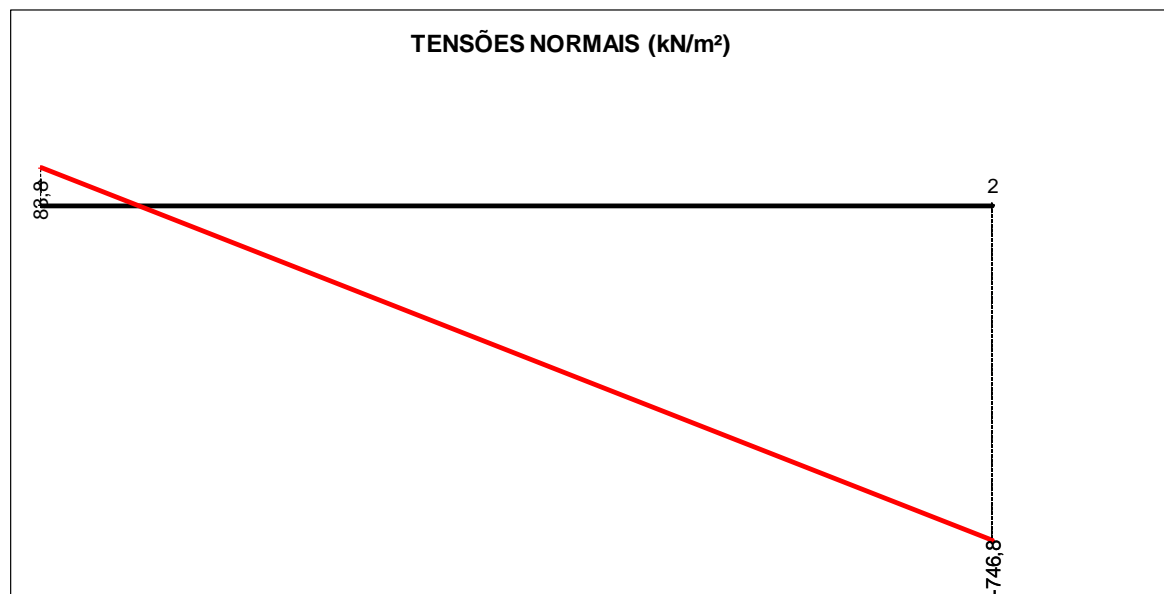
5.1.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.295,37		0,66		854,95
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.450,43		-2,77		-12.327,69
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	395,28		0,19		75,10
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	261,34		-9,85		-2.574,19
10	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		2.158,96		-17,24	-37.220,40
11	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		7.417,38		-13,16	-97.612,72
12	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		658,80		-0,61	-401,87
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		4.390,20		-11,48	-50.399,50
14	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-439,00		-9,65		4.236,35
15	Subpressão	54.951,30		-2,33		-128.036,53

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCE 3	-152.499,30	101.738,04	-687.863,02

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	83,84	-746,77

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	221,13	221,13

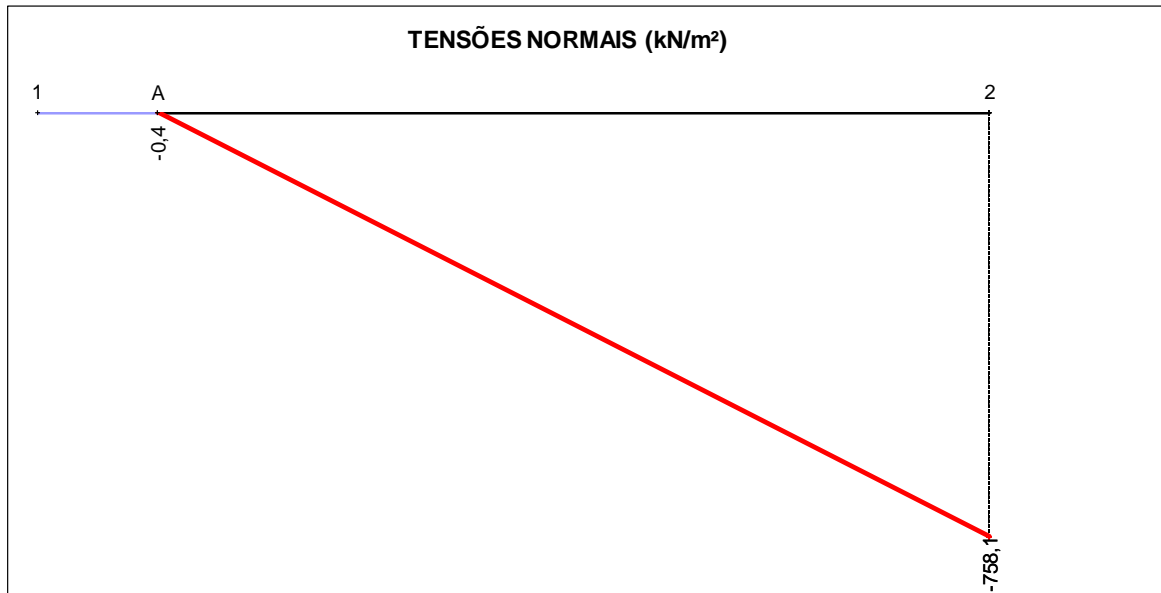


UHE ITAOCARA I

Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,73 – 21,6	-0,37	-758,10

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 – 0	253,12	253,12



Base 87,4% comprimida

UHE ITAOCARA I

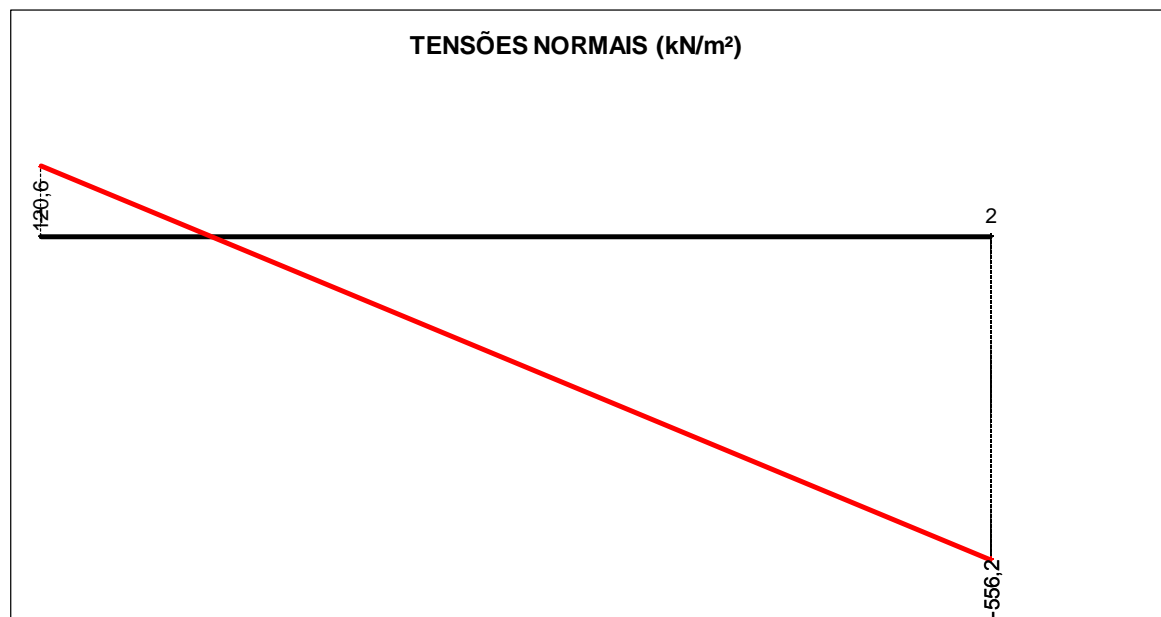
5.1.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-9.514,40		-9,80		93.241,12
5	Empuxo de Água à Montante		95.212,10		-9,97	-949.264,64
6	Subpressão	114.007,90		-0,74		-84.365,85

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCL 1	-100.209,22	95.212,10	-560.468,17

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	120,58	-556,20

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	206,95	206,95

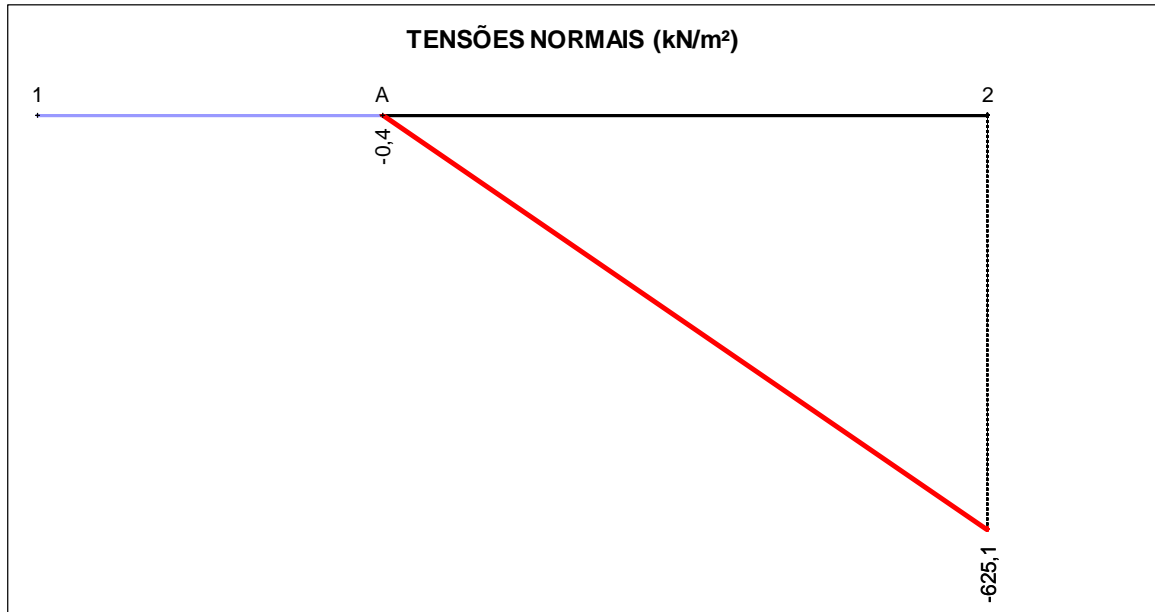


Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	7,84 - 21,6	-0,39	-625,08

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	324,86	324,86



Base 63,7% comprimida

UHE ITAOCARA I

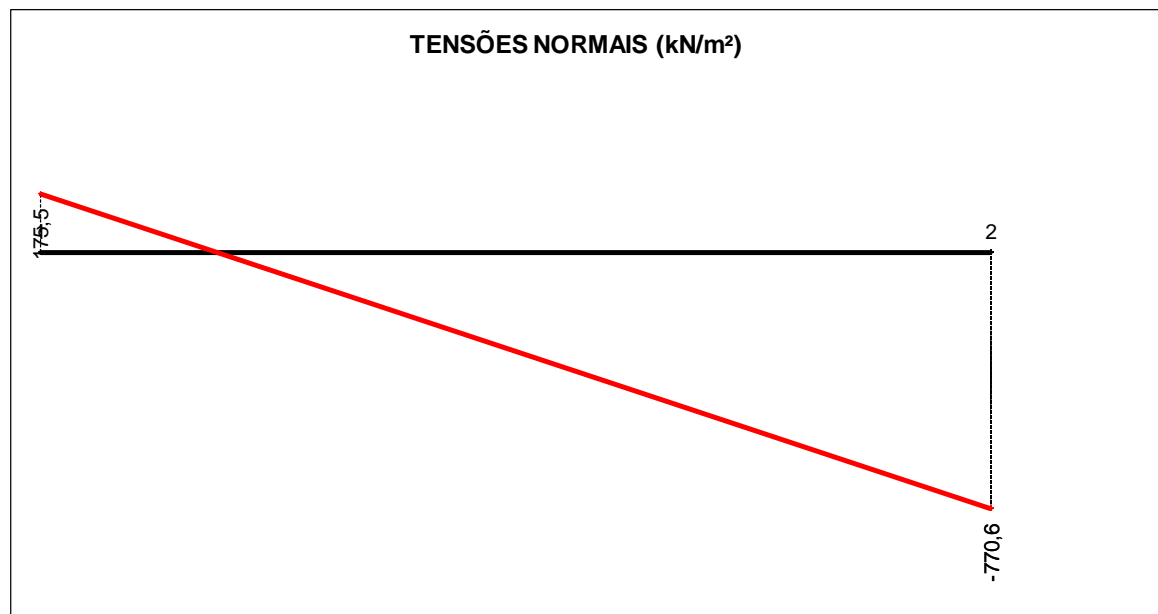
5.1.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-9.514,40		-9,80		93.241,12
5	Empuxo de Água à Montante		95.212,10		-9,97	-949.264,64
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.295,37		0,66		854,95
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.450,43		-2,77		-12.327,69
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	395,28		0,19		75,10
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	285,43		-9,80		-2.797,23
10	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		2.158,96		-17,24	-37.220,40
11	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		7.417,38		-13,16	-97.612,72
12	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		658,80		-0,61	-401,87
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		4.798,40		-12,00	-57.580,80
14	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-467,00		-9,63		4.497,21
15	Subpressão	71.369,70		-1,47		-104.913,46

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCL 2	-136.887,91	110.245,64	-783.529,23

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	175,53	-770,59

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	239,62	239,62

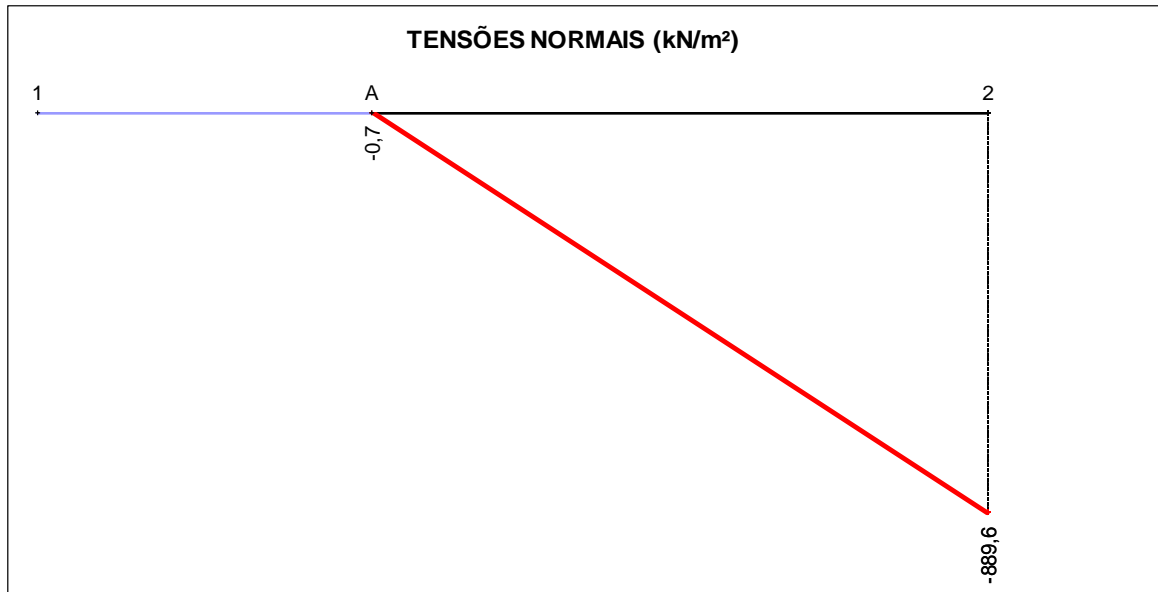


UHE ITAOCARA I

Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	7,6 - 21,6	-0,70	-889,62

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	369,70	369,70



Base 64,8% comprimida

UHE ITAOCARA I

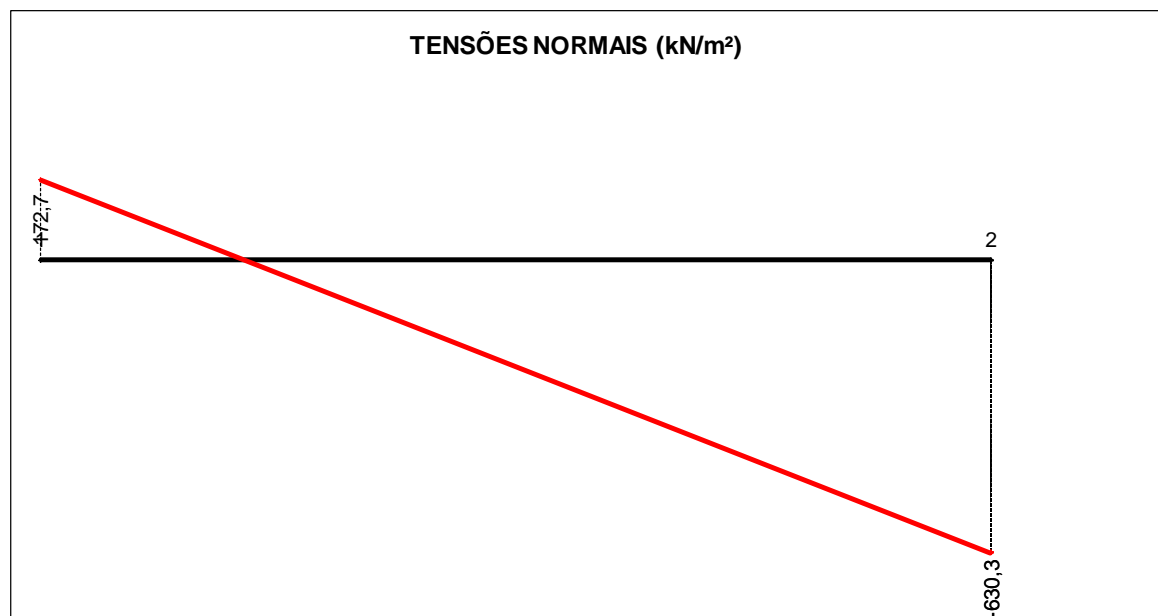
5.1.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE MONTANTE						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-43.179,12		0,66		-28.498,22
2	Peso de Concreto Massa	-148.347,60		-2,77		410.922,85
3	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-13.176,00		0,19		-2.503,44
4	Peso de Água à Montante	-8.711,30		-9,85		85.806,31
5	Empuxo de Água à Montante		87.112,70		-9,53	-830.184,03
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.295,37		0,66		854,95
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto Massa	4.450,43		-2,77		-12.327,69
8	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	395,28		0,19		75,10
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	261,34		-9,85		-2.574,19
10	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		2.158,96		-17,24	-37.220,40
11	Sismo Horizontal - Peso de Concreto Massa		7.417,38		-13,16	-97.612,72
12	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		658,80		-0,61	-401,87
13	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Horizontal		4.390,20		-11,48	-50.399,50
14	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante - Componente Vertical	-439,00		-9,65		4.236,35
15	Subpressão	102.183,80		-1,03		-105.249,31

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-204.702,72	0,00	379.921,19
CCL 3	-105.266,80	101.738,04	-665.075,81

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 21,6	172,74	-630,35

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	221,13	221,13

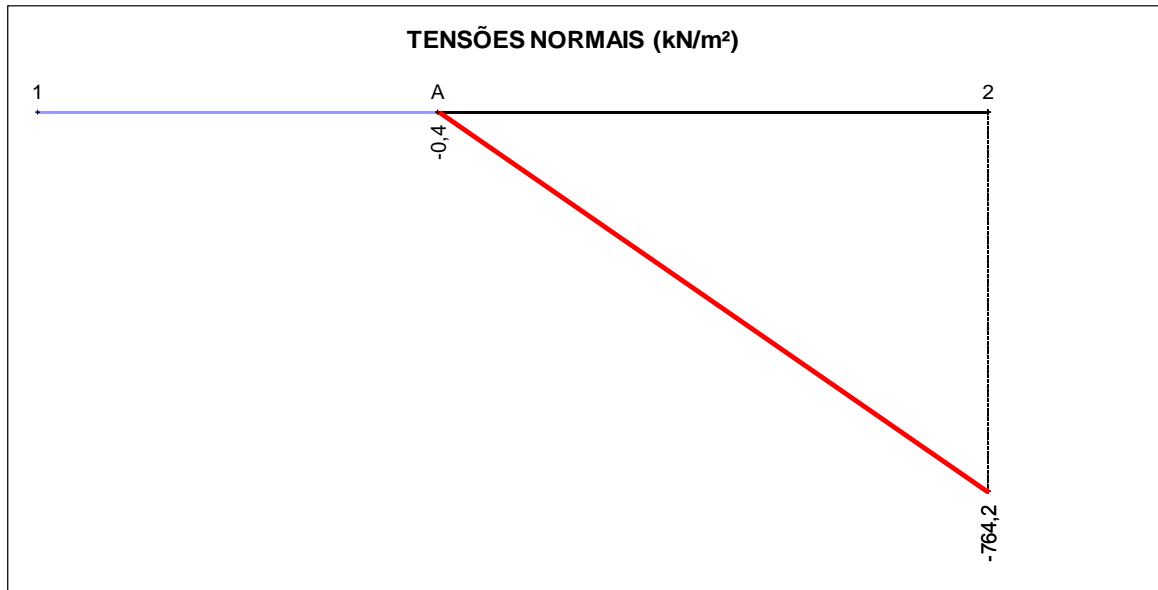


UHE ITAOCARA I

Devido a presença de tensões de tração no trecho à Montante na base da estrutura, será apresentado, a seguir, as tensões normais e tangenciais admitindo a abertura de fissura à Montante, realizada através de processo iterativo.

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	9,1 - 21,6	-0,45	-764,21

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	382,11	382,11



Base 57,9% comprimida

5.1.4 Coeficientes de segurança encontrados

5.1.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,88	1,30
Tombamento – CST	1,79	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,53	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,72	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

5.1.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,84	1,10
Tombamento – CST	1,47	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,22	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,26	1,00
Área da Base Comprimida	88,7%	67%

5.1.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,02	1,10
Tombamento – CST	1,33	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,04	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,19	1,00
Área da Base Comprimida	88,2%	67%

5.1.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	3,78	1,10
Tombamento – CST	1,53	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,26	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	2,20	1,00
Área da Base Comprimida	87,4%	67%

5.1.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,75	1,10
Tombamento – CST	1,18	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,81	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,68	1,00
Área da Base Comprimida	63,7%	Resultante dentro da base

5.1.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,76	1,10
Tombamento – CST	1,28	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,01	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\Phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,75	1,00
Área da Base Comprimida	64,8%	Resultante dentro da base

5.1.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,96	1,10
Tombamento – CST	1,18	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	0,84	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	1,57	1,00
Área da Base Comprimida	57,9%	Resultante dentro da base

5.2 ESTRUTURA DE JUSANTE

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade da Estrutura de Montante da AM2, conforme modelo apresentado a seguir.

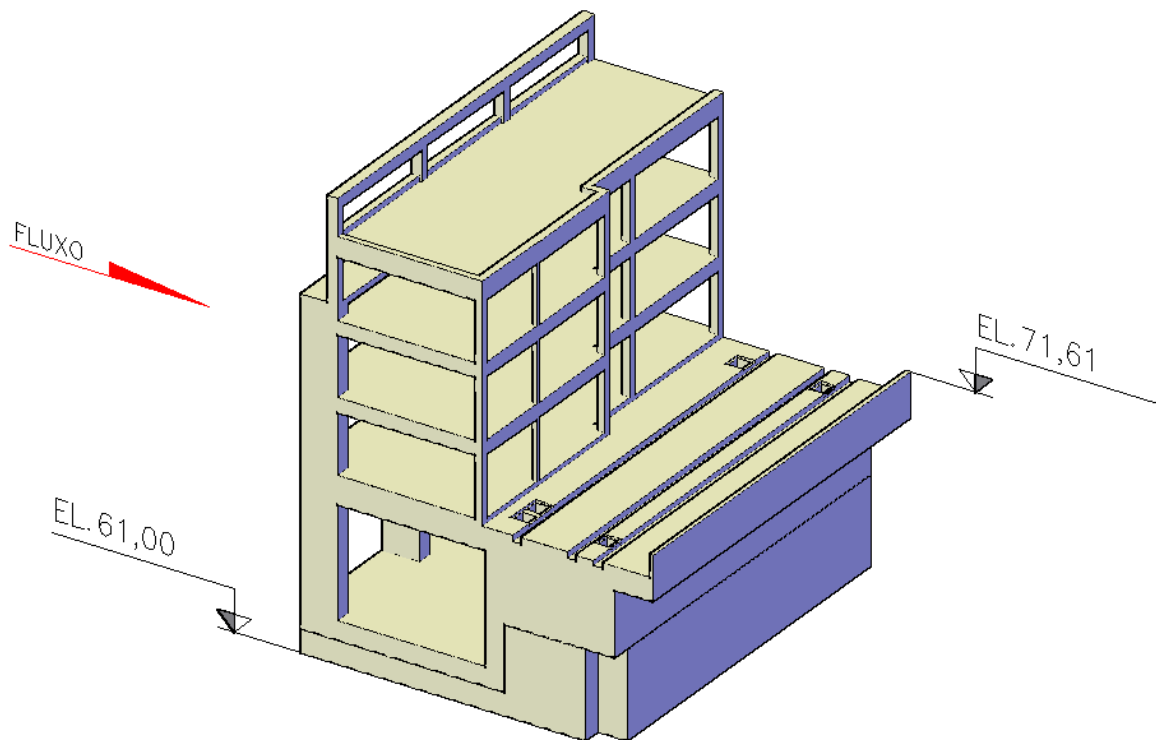


Figura 5.19 – Área de Montagem 2 – Estrutura de Jusante

5.2.1 Casos de Carregamento

5.2.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m
 N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m
 Drenos 100% operantes.

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

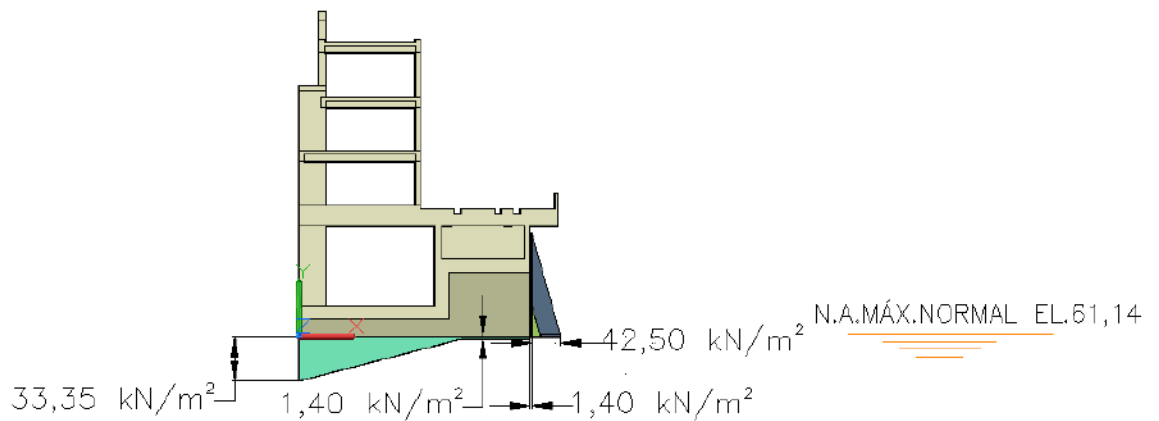


Figura 5.20– Carregamentos CCN – Seção

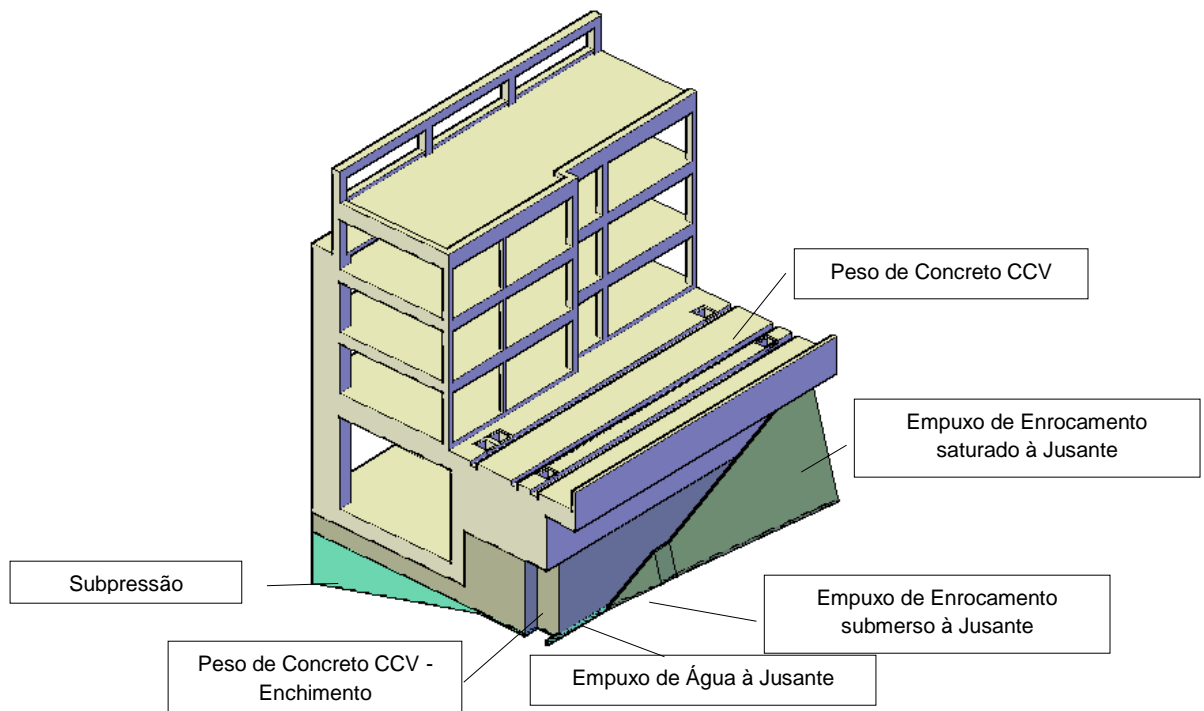


Figura 5.21 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

5.2.1.2 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

Drenos 100% operantes.

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

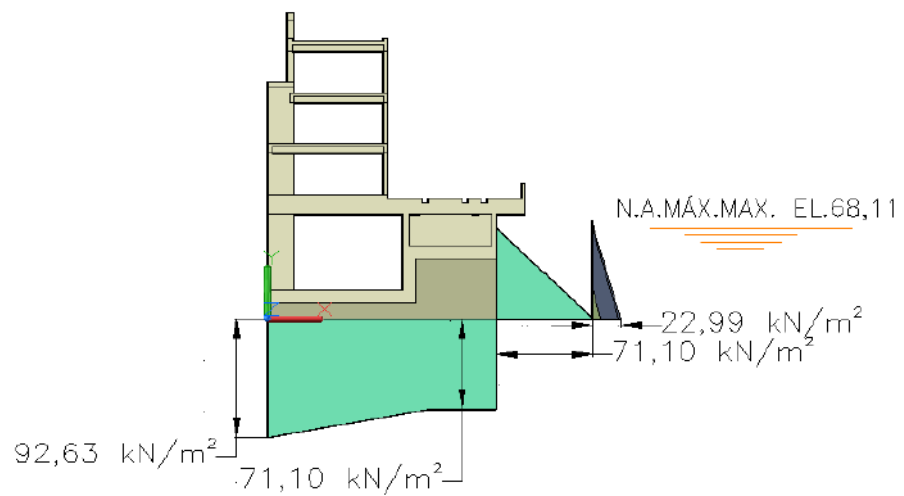


Figura 5.21 – Carregamentos CCE1 – Seção

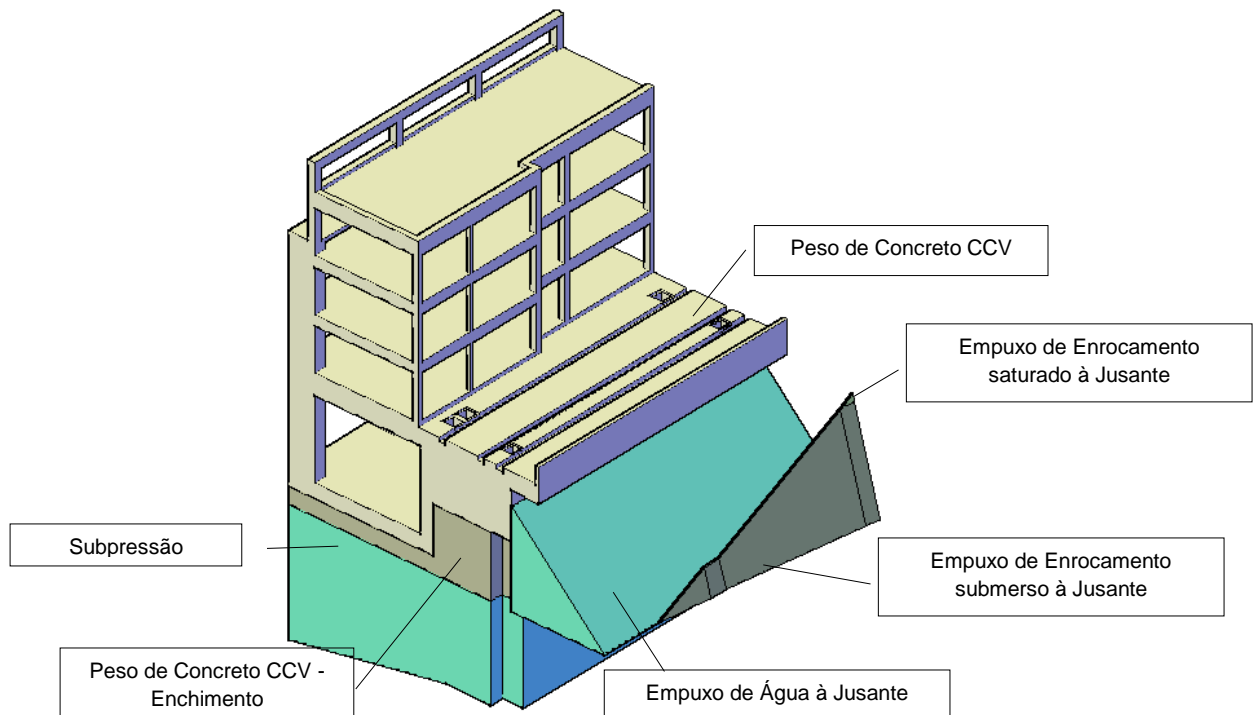


Figura 5.22 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

5.2.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

N.A. MÁX. NORMAL EL. 89,60

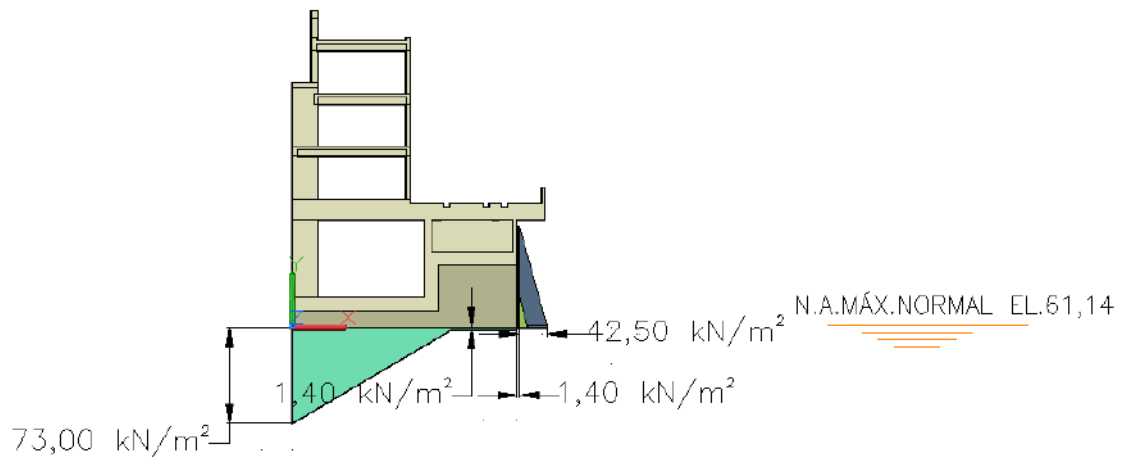


Figura 5.23 – Carregamentos CCE2 – Seção

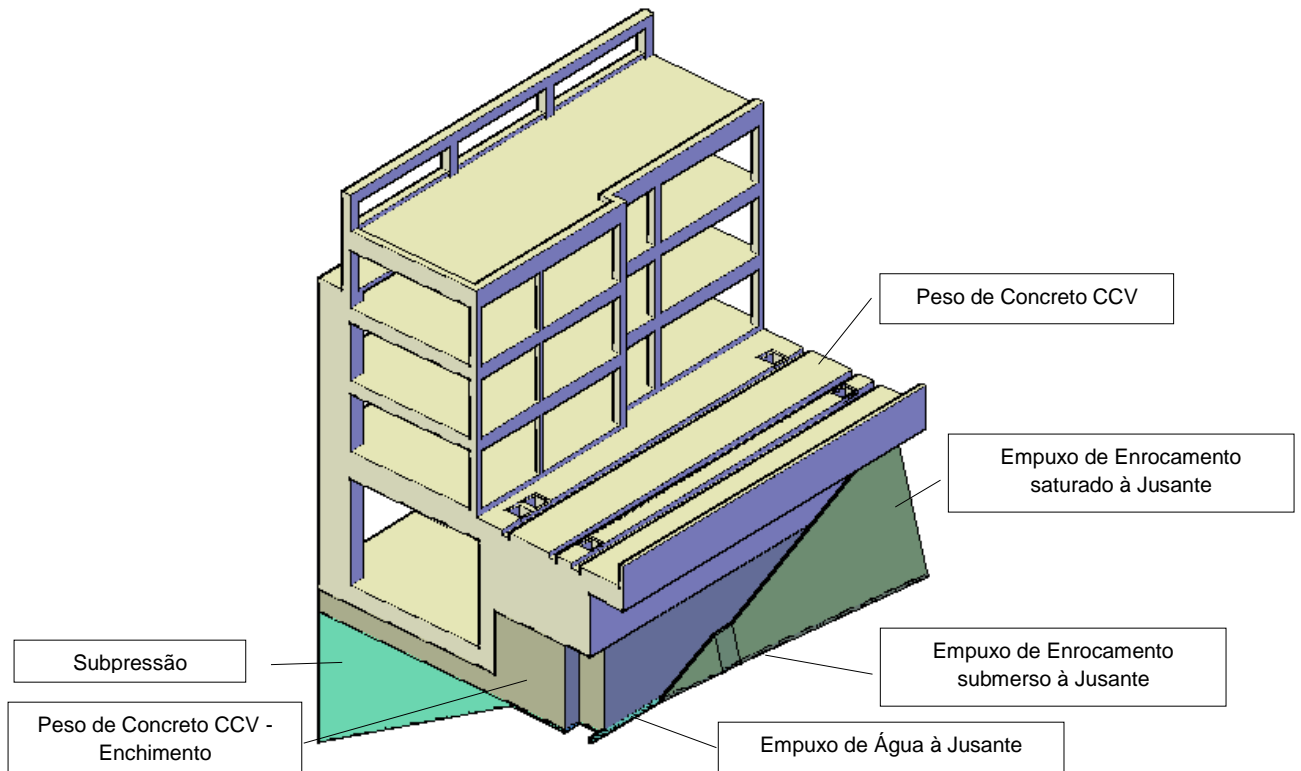


Figura 5.24 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

5.2.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

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

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

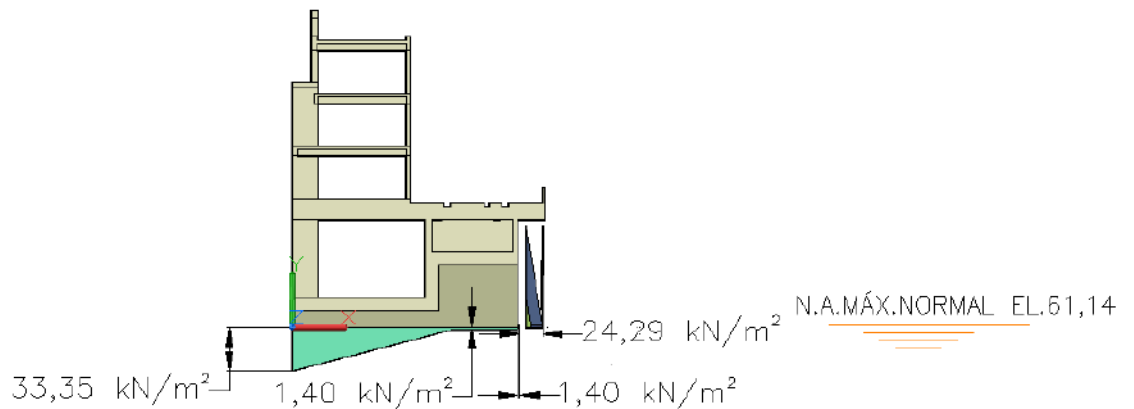


Figura 5.25 – Carregamentos CCE3 – Seção

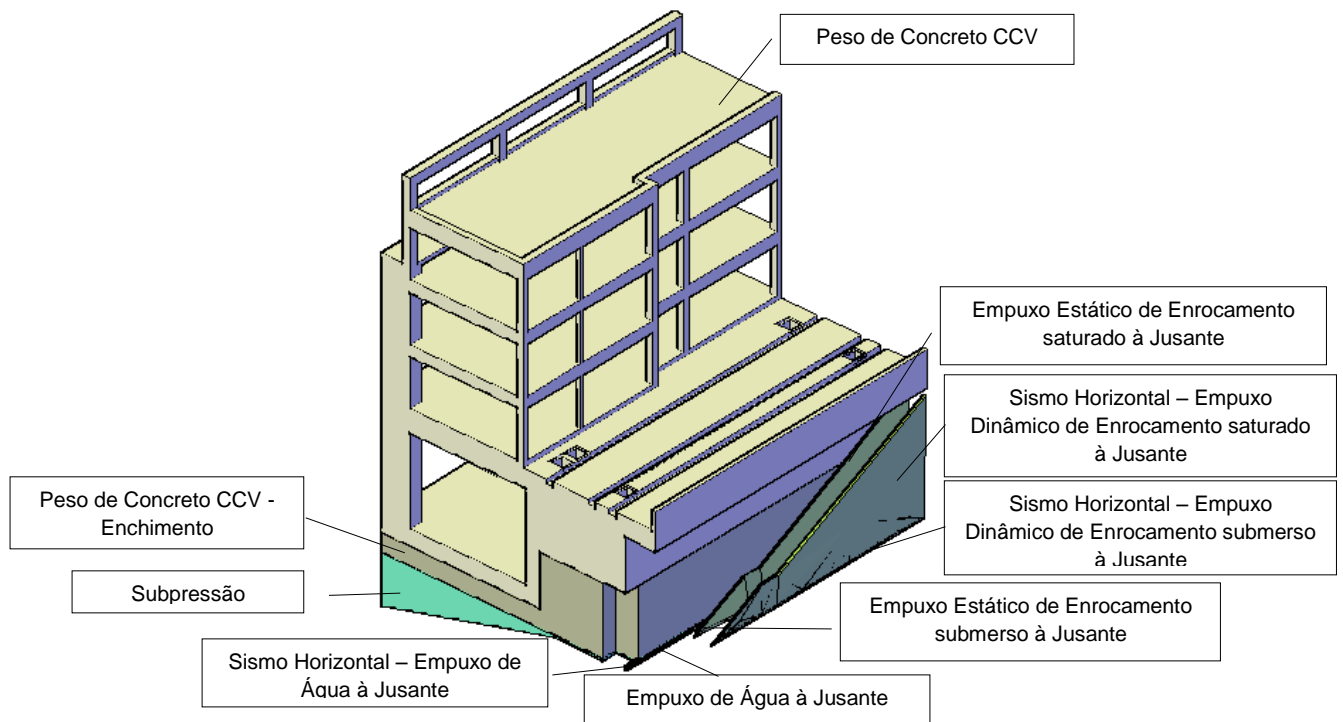


Figura 5.26 – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

5.2.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes.

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

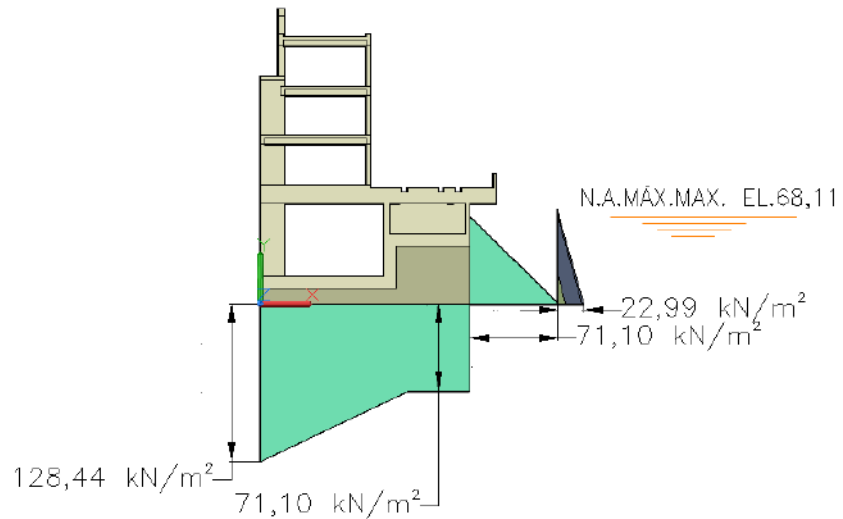


Figura 5.27 – Carregamentos CCL1 – Seção

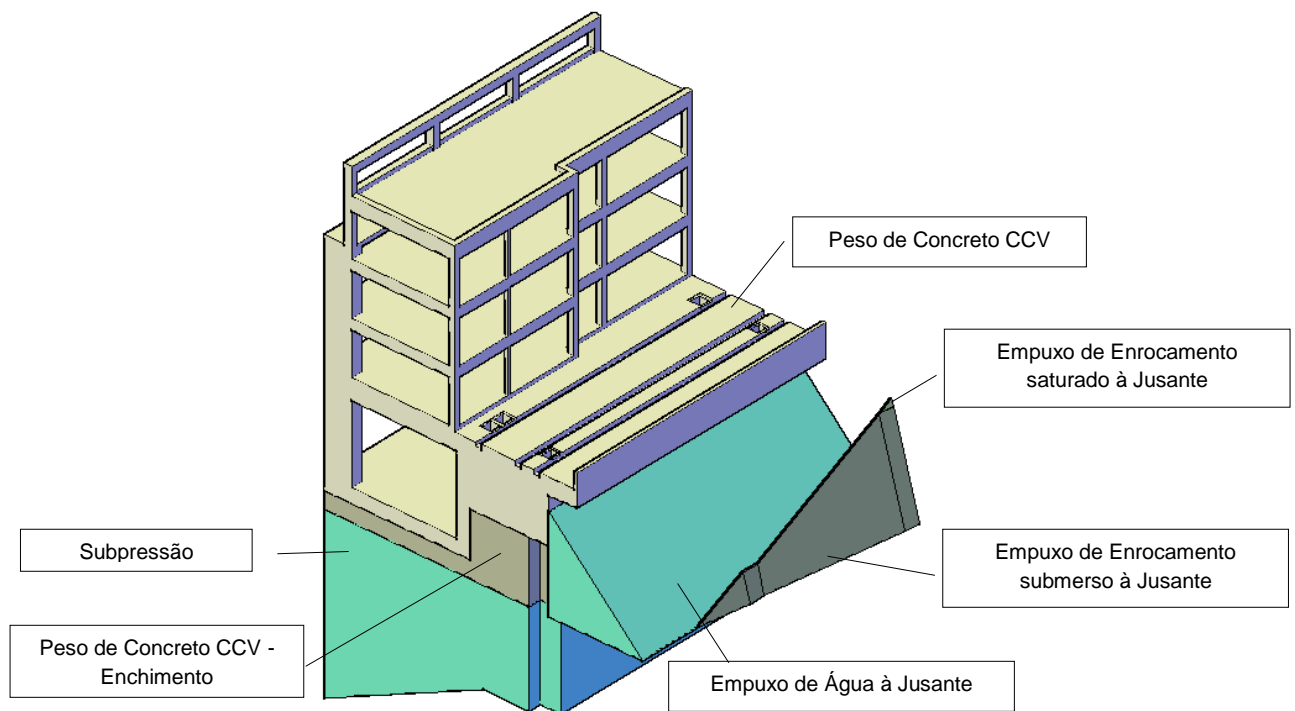


Figura 5.28 – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

5.2.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes.

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

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

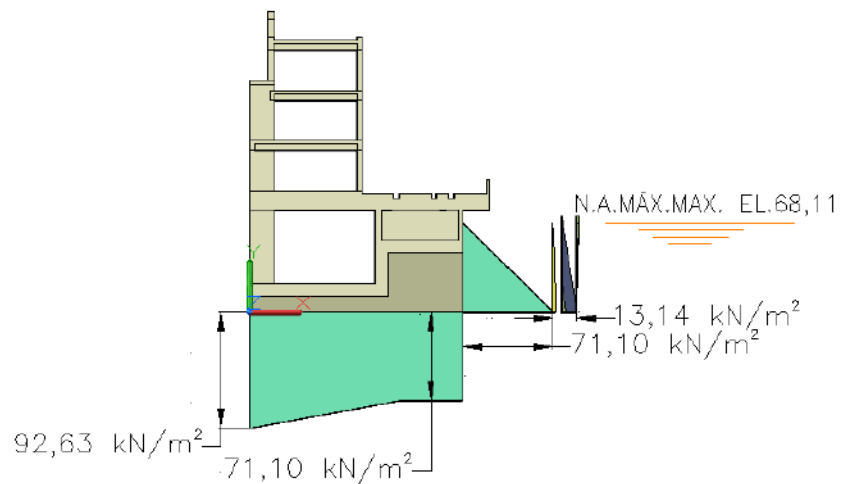


Figura 5.29 – Carregamentos CCL2 – Seção

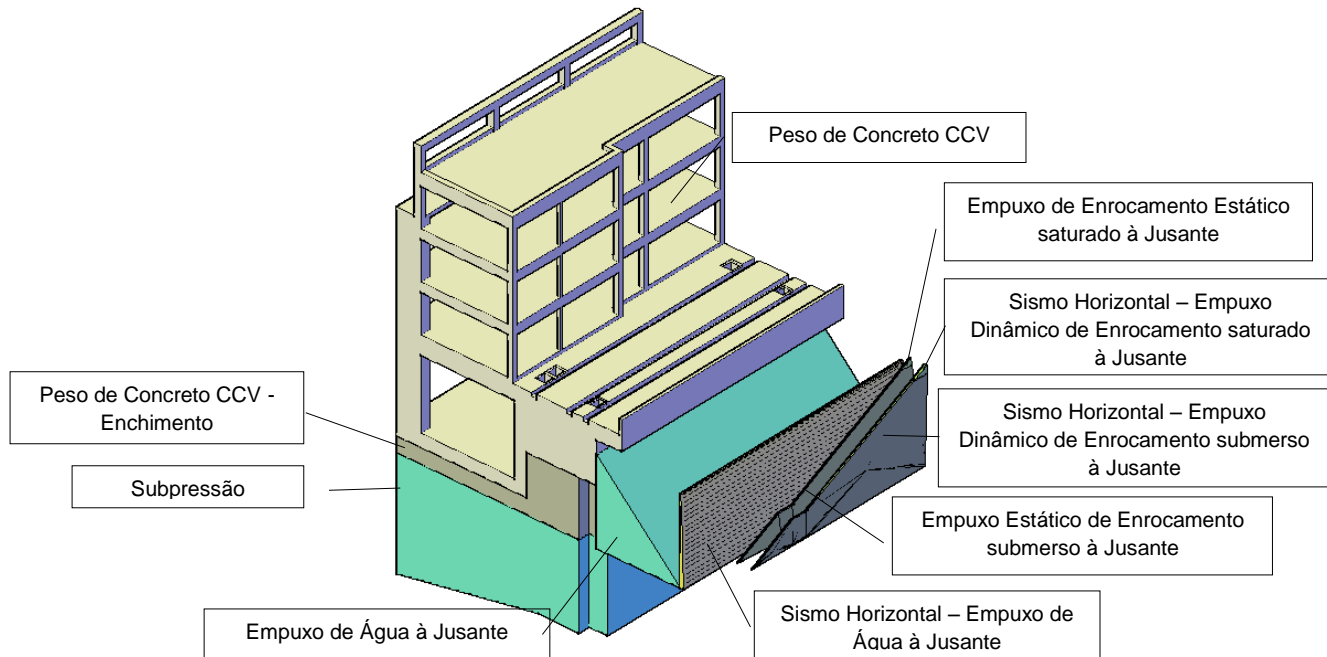


Figura 5.30 – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

5.2.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

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

N.A.MÁX.NORMAL EL.89,60

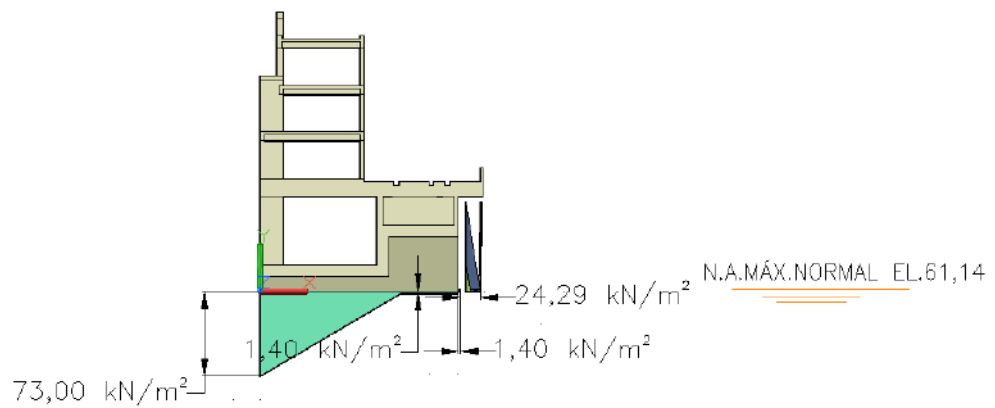


Figura 5.31 – Carregamentos CCL3 – Seção

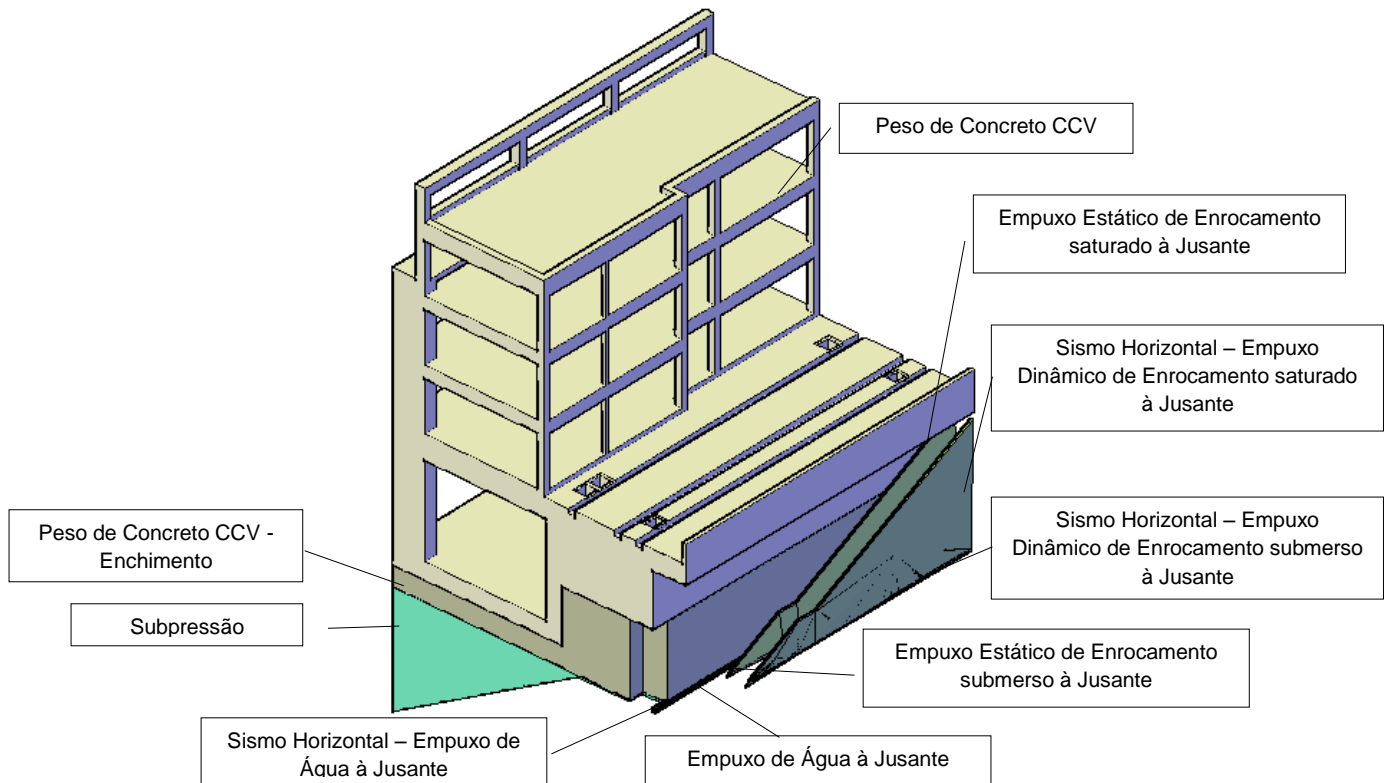


Figura 5.32 – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

5.2.2 Análise de estabilidade

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2 e CCE3) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) 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.

5.2.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	0,04	10,00	T ₁ = -0,40		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	42,49	20,00	T ₂ = -849,80		1,90	M ₄ = 1.614,62
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00	T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Subpressão	460,07	10,00	U = 4.600,70	12,56		M ₆ = -57.784,79

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$
$\Sigma U =$	4.600,70 kN	$\Sigma M_E =$ 428.010,19 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	50.037,70 kN	$\Sigma M_T = M_6$
$\Sigma T_i, \text{ MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T =$ 57.784,79 kNxm
$\Sigma T_i, \text{ JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	852,30 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	= 11,88	> 1,30	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	= 7,41	> 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _ø - SEM COESÃO (C=0)			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	= 49,26	> 1,50	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi + \Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_{\phi} \times \Sigma T_i + \text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	= 89,58	> 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		$\phi =$ 40°	
		FSD _ø = 1,50	
		FSD _c = 3,00	
		A _i = 362,65 m²	

UHE ITAOCARA I

5.2.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	41,92	10,00	T ₁ = -419,20		1,87	M ₃ = 783,90
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	0,62	20,00	T ₂ = -12,40		3,65	M ₄ = 45,26
Empuxo de Água à Jusante	538,38	10,00	T ₃ = -5.383,80		2,37	M ₅ = 12.759,61
Subpressão	2.854,30	10,00	U = 28.543,00	8,98		M ₆ = -256.316,14

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$
$\Sigma U =$	28.543,00 kN	$\Sigma M_E = 439.984,22 \text{ kNxm}$
$\Sigma V - \Sigma U =$	26.095,40 kN	$\Sigma M_T = M_6$
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T = 256.316,14 \text{ kNxm}$
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	5.815,40 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,91 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,72 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD ₀ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	3,77 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_0 \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	20,05 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD ₀ = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	0,04	10,00	T ₁ = -0,40		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	42,49	20,00	T ₂ = -849,80		1,90	M ₄ = 1.614,62
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00	T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Subpressão	969,45	10,00	U = 9.694,50	12,83		M ₆ = -124.380,44

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$
$\Sigma U =$	9.694,50 kN	$\Sigma M_E =$ 428.010,19 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	44.943,90 kN	$\Sigma M_T = M_6$
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T =$ 124.380,44 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	852,30 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	5,64 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	3,44 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _Ø - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	44,25 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_Ø \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	153,69 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD _Ø = 1,10	
		FSD _c = 1,50	
		A _i = 362,65 m²	

UHE ITAOCARA I

5.2.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00		V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00		V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante	0,03	10,00		T ₁ = -0,30		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante	24,31	20,00		T ₂ = -486,20		1,90	M ₄ = 923,78
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00		T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,03	V ₃ = 1.001,74	9,06		M ₆ = -9.075,73
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,03	V ₄ = 637,42	5,83		M ₇ = -3.716,14
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,05	T ₄ = 1.669,56		8,46	M ₈ = -14.124,48
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,05	T ₅ = 1.062,36		1,78	M ₉ = -1.891,00
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₆ = 0,10		0,06	M _# = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₇ = 0,10		0,09	M _# = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante	3,03	20,00	1,00	T ₈ = 60,60		3,80	M _# = -230,28
Subpressão	460,07	10,00		U = 4.600,70	12,56		M _# = -57.784,79

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	52.999,25 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\Sigma U =$	4.600,70 kN	$\Sigma M_E =$	427.319,35 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	48.398,55 kN	$\Sigma M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}$	
$\Sigma T_{i, \text{MONTANTE}} = T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8$	2.792,72 kN	$\Sigma M_T =$	86.822,43 kNxm
$\Sigma T_{i, \text{JUSANTE}} = T_1 + T_2 + T_3$	488,60 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	11,52 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	4,92 > 1,20	OK
DESLIZAMENTO - FSD _ø - SEM COESÃO (C=0) $\phi = 40^\circ$			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	17,63 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_ø \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	57,99 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	$\phi = 40^\circ$ FSD _ø = 1,10 FSD _c = 1,50 A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo de enrocamento submerso à Jusante	41,92	10,00	T ₁ = -419,20		1,87	M ₃ = 783,90
Empuxo de enrocamento saturado à Jusante	0,62	20,00	T ₂ = -12,40		3,65	M ₄ = 45,26
Empuxo de Água à Jusante	538,38	10,00	T ₃ = -5.383,80		2,37	M ₅ = 12.759,61
Subpressão	3.313,64	10,00	U = 33.136,40	9,55		M ₆ = -316.452,62

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2$	54.638,40 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$
$\Sigma U =$	33.136,40 kN	$\Sigma M_E = 439.984,22 \text{ kNxm}$
$\Sigma V - \Sigma U =$	21.502,00 kN	$\Sigma M_T = M_6$
$\Sigma T_i, \text{ MONTANTE} =$	0,00 kN	$\Sigma M_T = 316.452,62 \text{ kNxm}$
$\Sigma T_i, \text{ JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	5.815,40 kN	

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,65 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,39 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _Ø - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	3,10 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_\phi \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	22,01 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²		φ = 40°	
		FSD _Ø = 1,10	
		FSD _c = 1,30	
		A _i = 362,65 m²	

UHE ITAOCARA I

5.2.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE							
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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)	EXCENRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00		V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00		V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante	23,98	10,00		T ₁ = -239,80		1,87	M ₃ = 448,43
Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante	0,36	20,00		T ₂ = -7,20		3,65	M ₄ = 26,28
Empuxo de Água à Jusante	538,38	10,00		T ₃ = -5.383,80		2,37	M ₅ = 12.759,61
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,03	V ₃ = 1.001,74	9,06		M ₆ = -9.075,73
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,03	V ₄ = 637,42	5,83		M ₇ = -3.716,14
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,05	T ₄ = 1.669,56		8,46	M ₈ = -14.124,48
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,05	T ₅ = 1.062,36		1,78	M ₉ = -1.891,00
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	28,63	10,00	1,00	T ₆ = 286,30		2,85	M ₁₀ = -815,96
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante	2,99	10,00	1,00	T ₇ = 29,90		3,73	M ₁₁ = -111,53
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante	0,05	20,00	1,00	T ₈ = 1,00		7,27	M ₁₂ = -7,27
Subpressão	2.854,30	10,00		U = 28.543,00	8,98		M ₁₃ = -256.316,14

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	52.999,25 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\Sigma U =$	28.543,00 kN	$\Sigma M_E =$	439.629,76 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	24.456,25 kN	$\Sigma M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}$	
$\Sigma T_i, \text{MONTANTE} = T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8$	3.049,12 kN	$\Sigma M_T =$	286.058,23 kNxm
$\Sigma T_i, \text{JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	5.630,80 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	1,86 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,54 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0) φ = 40°			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\Sigma T_i}$	=	7,95 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\phi} \times \Sigma T_i} + \frac{\Sigma C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \Sigma T_i}$	=	50,45 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	φ = 40° FSD _φ = 1,10 FSD _c = 1,30 A _i = 362,65 m²

UHE ITAOCARA I

5.2.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00		V ₁ = -33.391,20	9,06		M ₁ = 302.524,27
Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00		V ₂ = -21.247,20	5,83		M ₂ = 123.871,18
Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante	0,03	10,00		T ₁ = -0,30		0,05	M ₃ = 0,02
Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante	24,31	20,00		T ₂ = -486,20		1,90	M ₄ = 923,78
Empuxo de Água à Jusante	0,21	10,00		T ₃ = -2,10		0,05	M ₅ = 0,11
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,03	V ₃ = 1.001,74	9,06		M ₆ = -9.075,73
Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,03	V ₄ = 637,42	5,83		M ₇ = -3.716,14
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV	1.391,30	24,00	0,05	T ₄ = 1.669,56		8,46	M ₈ = -14.124,48
Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento	885,30	24,00	0,05	T ₅ = 1.062,36		1,78	M ₉ = -1.891,00
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₆ = 0,10		0,06	M ₁₀ = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante	0,01	10,00	1,00	T ₇ = 0,10		0,09	M ₁₁ = -0,01
Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante	3,03	20,00	1,00	T ₈ = 60,60		3,80	M ₁₂ = -230,28
Subpressão	969,45	10,00		U = 9.694,50	12,83		M ₁₃ = -124.380,44

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 17,10 Y_t = 0,00

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	52.999,25 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	
$\sum U =$	9.694,50 kN	$\sum M_E =$	427.319,35 kNxm
$\sum V - \sum U =$	43.304,75 kN	$\sum M_T = M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}$	
$\sum T_{i, MONTANTE} = T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8$	2.792,72 kN	$\sum M_T =$	153.418,07 kNxm
$\sum T_{i, JUSANTE} = T_1 + T_2 + T_3$	488,60 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	5,47 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	2,79 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _φ - SEM COESÃO (C=0)			
		$\phi = 40^\circ$	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	15,77 > 1,10	OK
DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + \sum C \times A_i}{\text{FSD}_\phi \times \sum T_i + \text{FSD}_c \times \sum T_i}$	=	62,77 > 1,00	OK
		A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²	
		$\phi = 40^\circ$	
		FSD _φ = 1,10	
		FSD _c = 1,30	
		A _i = 362,65 m²	

5.2.3 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.

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 - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE																	
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 ²)	\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 ²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)					(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	(m)	
1	0,00	0,00															
2	15,52	0,00	1 - 2	15,52	21,30	330,58	7,76	0,00	2.565,30	0,00	-0,76	0,00	0,58	0,00	0,58	190,94	6.635,50
Σ						362,65			3.088,43	0,00						2.137,32	6.642,17

X _G =	8,52 m
Y _G =	0,00 m
I _p =	8.779,50 m ⁴

UHE ITAOCARA I

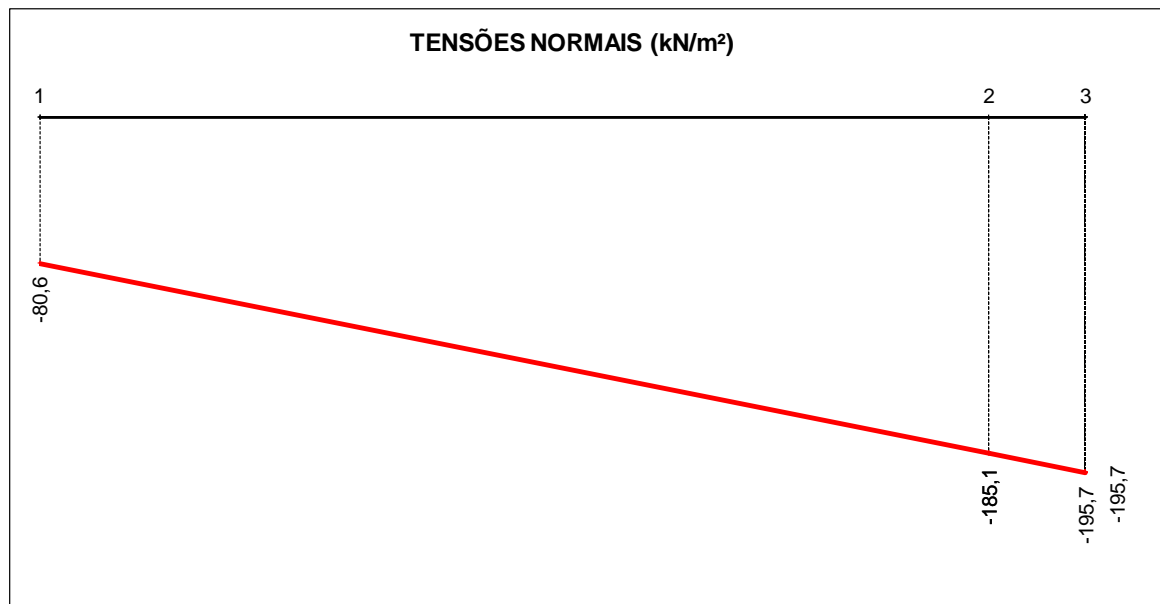
5.2.3.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-0,40		-0,05	0,02
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-849,80		-1,90	1.614,62
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Subpressão	4.600,70		-3,98		-18.310,79

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCN	-50.037,70	-852,30	-59.098,07

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-80,63	-185,10
2 - 3	15,52 - 17,1	-185,10	-195,73

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-2,35	-2,35
2 - 3	0 - 0	-2,35	-2,35



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

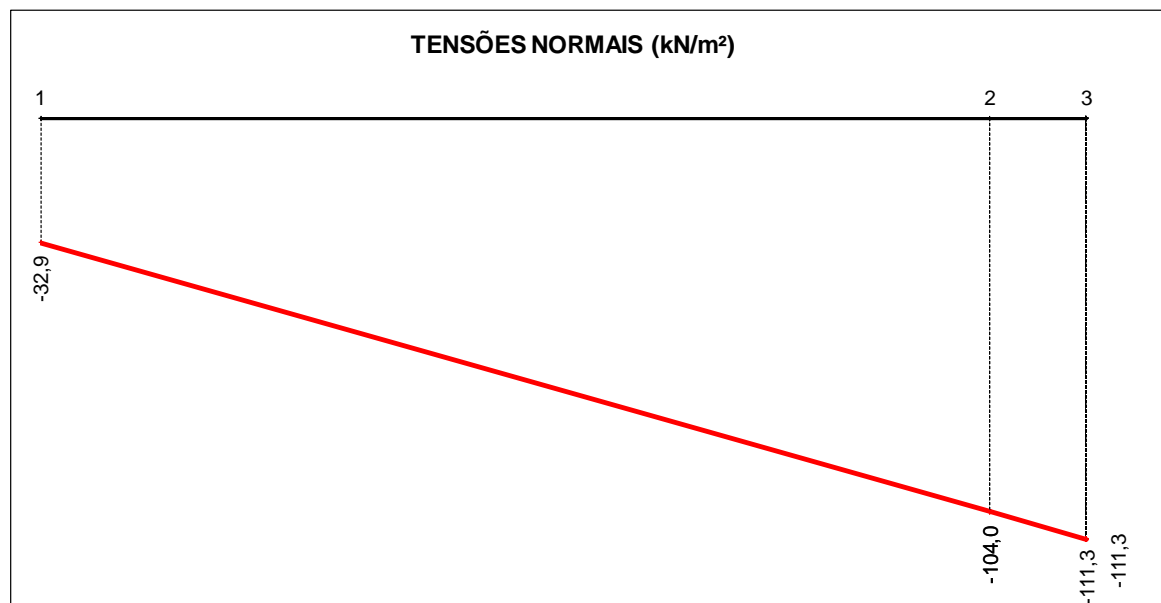
5.2.3.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-419,20		-1,87	783,90
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-12,40		-3,65	45,26
5	Empuxo de Água à Jusante		-5.383,80		-2,37	12.759,61
6	Subpressão	28.543,00		-0,40		-11.417,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCE 1	-26.095,40	-5.815,40	-40.230,45

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-32,92	-104,03
2 - 3	15,52 - 17,1	-104,03	-111,27

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-16,04	-16,04
2 - 3	0 - 0	-16,04	-16,04



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

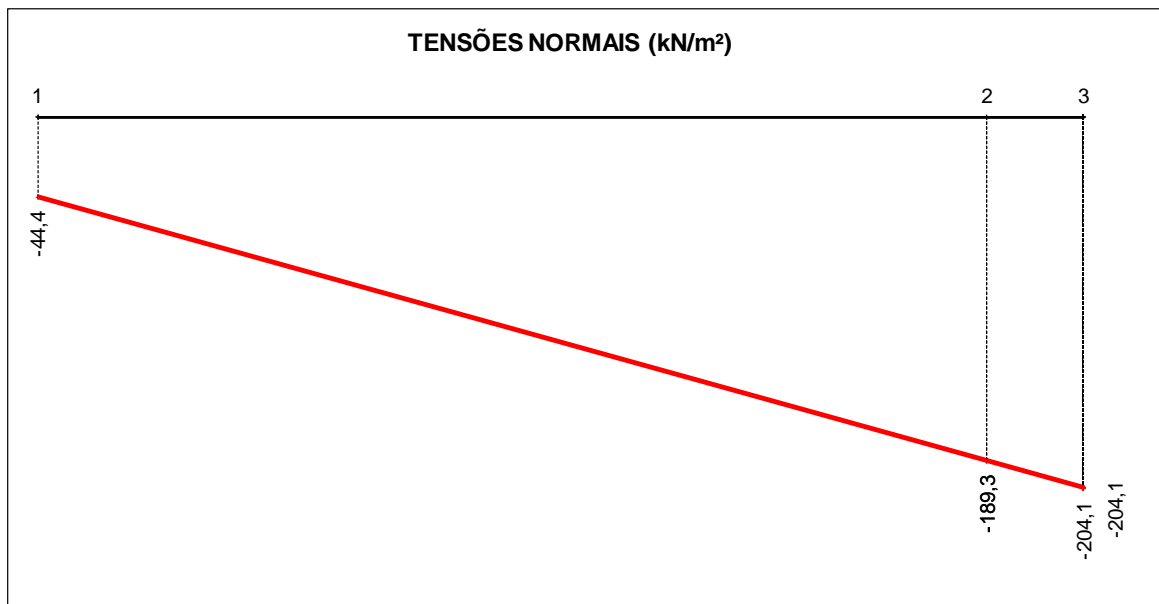
5.2.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-0,40		-0,05	0,02
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-849,80		-1,90	1.614,62
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Subpressão	9.694,50		-4,25		-41.201,63

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCE 2	-44.943,90	-852,30	-81.988,90

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-44,37	-189,30
2 - 3	15,52 - 17,1	-189,30	-204,06

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-2,35	-2,35
2 - 3	0 - 0	-2,35	-2,35



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

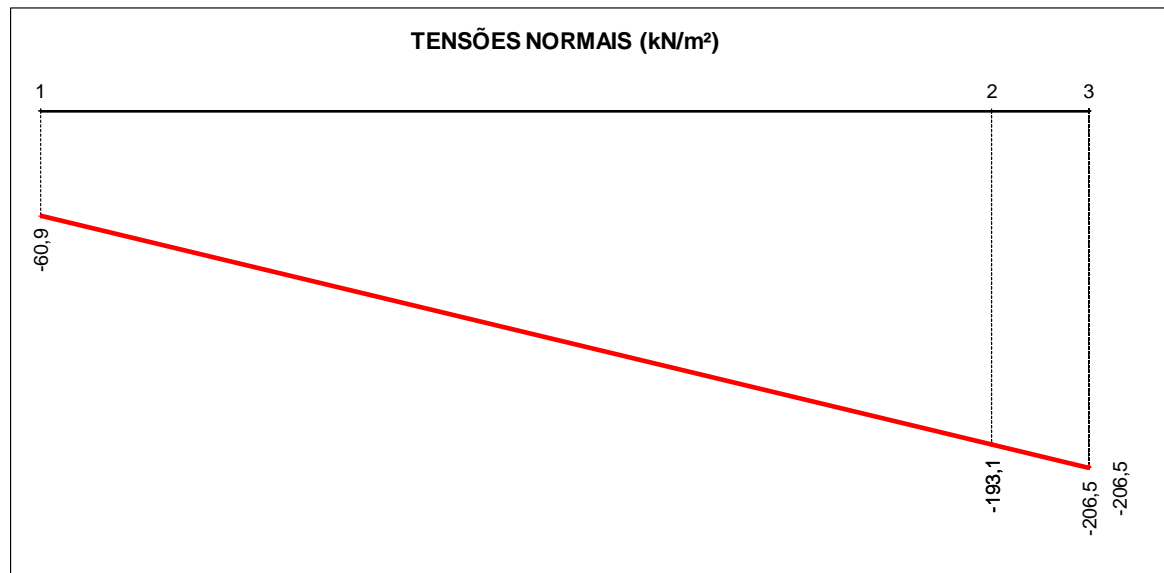
5.2.3.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante		-0,30		-0,05	0,02
4	Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante		-486,20		-1,90	923,78
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.001,74		-0,48		-480,83
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	637,42		2,75		1.752,89
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.669,56		-8,46	-14.124,48
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.062,36		-1,78	-1.891,00
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante		0,10		-0,09	-0,01
12	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante		60,60		-3,80	-230,28
13	Subpressão	4.600,70		-3,98		-18.310,79

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCE 3	-48.398,55	2.304,12	-74.762,62

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-60,90	-193,07
2 - 3	15,52 - 17,1	-193,07	-206,52

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	6,35	6,35
2 - 3	0 - 0	6,35	6,35



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

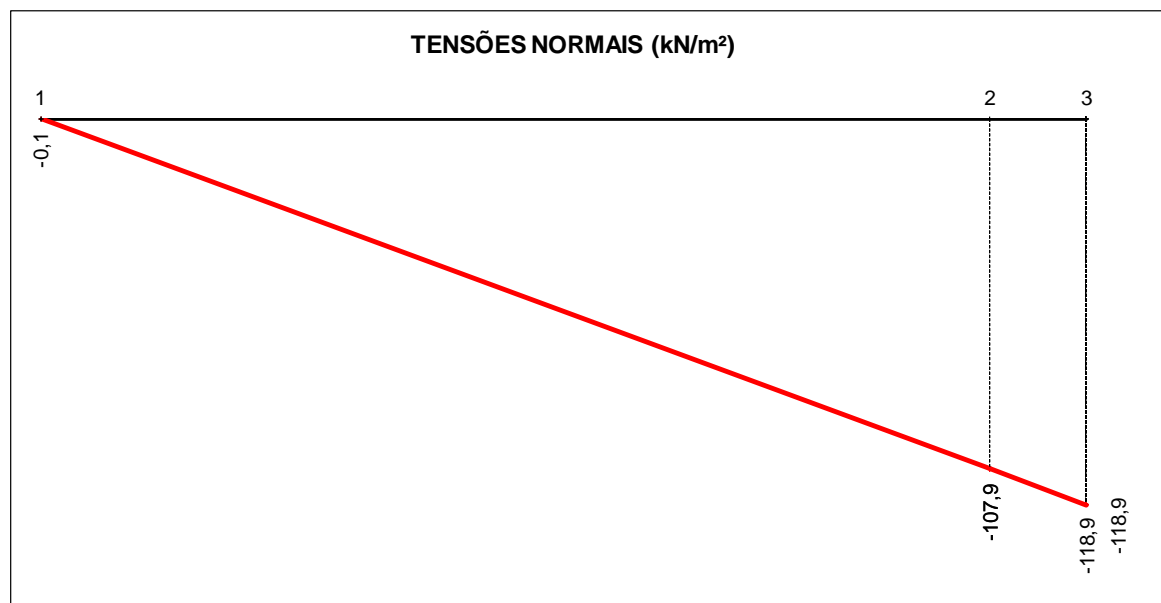
5.2.3.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo de enrocamento submerso à Jusante		-419,20		-1,87	783,90
4	Empuxo de enrocamento saturado à Jusante		-12,40		-3,65	45,26
5	Empuxo de Água à Jusante		-5.383,80		-2,37	12.759,61
6	Subpressão	33.136,40		-0,97		-32.142,31

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCL 1	-21.502,00	-5.815,40	-60.955,56

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-0,14	-107,89
2 - 3	15,52 - 17,1	-107,89	-118,86

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-16,04	-16,04
2 - 3	0 - 0	-16,04	-16,04



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

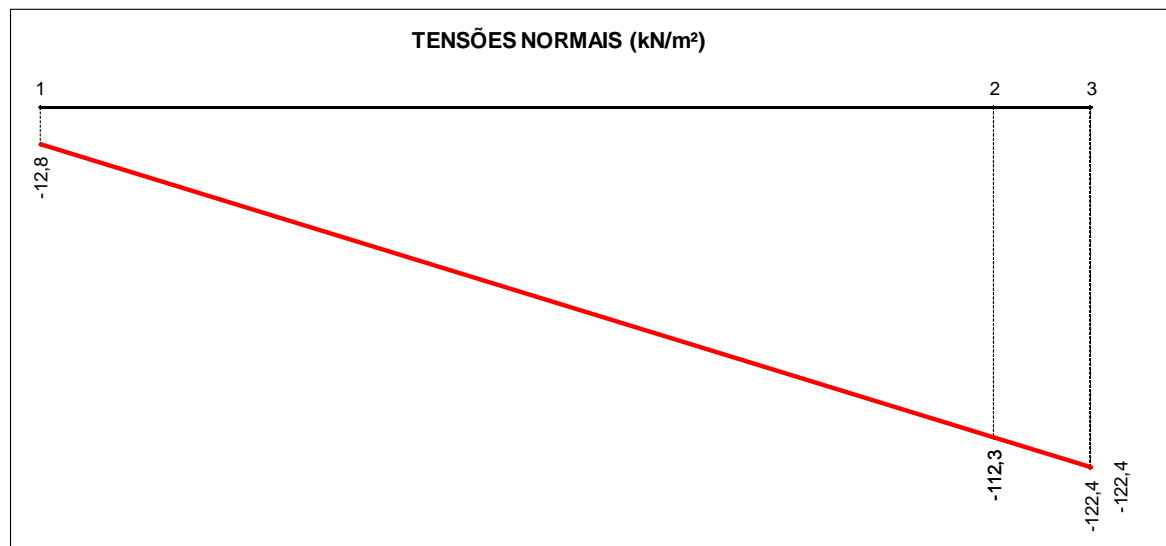
5.2.3.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante		-239,80		-1,87	448,43
4	Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante		-7,20		-3,65	26,28
5	Empuxo de Água à Jusante		-5.383,80		-2,37	12.759,61
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.001,74		-0,48		-480,83
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	637,42		2,75		1.752,89
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.669,56		-8,46	-14.124,48
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.062,36		-1,78	-1.891,00
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		286,30		-2,85	-815,96
11	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante		29,90		-3,73	-111,53
12	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante		1,00		-7,27	-7,27
13	Subpressão	28.543,00		-0,40		-11.417,20

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCL 2	-24.456,25	-2.581,68	-56.263,08

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-12,84	-112,30
2 - 3	15,52 - 17,1	-112,30	-122,42

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	-7,12	-7,12
2 - 3	0 - 0	-7,12	-7,12



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

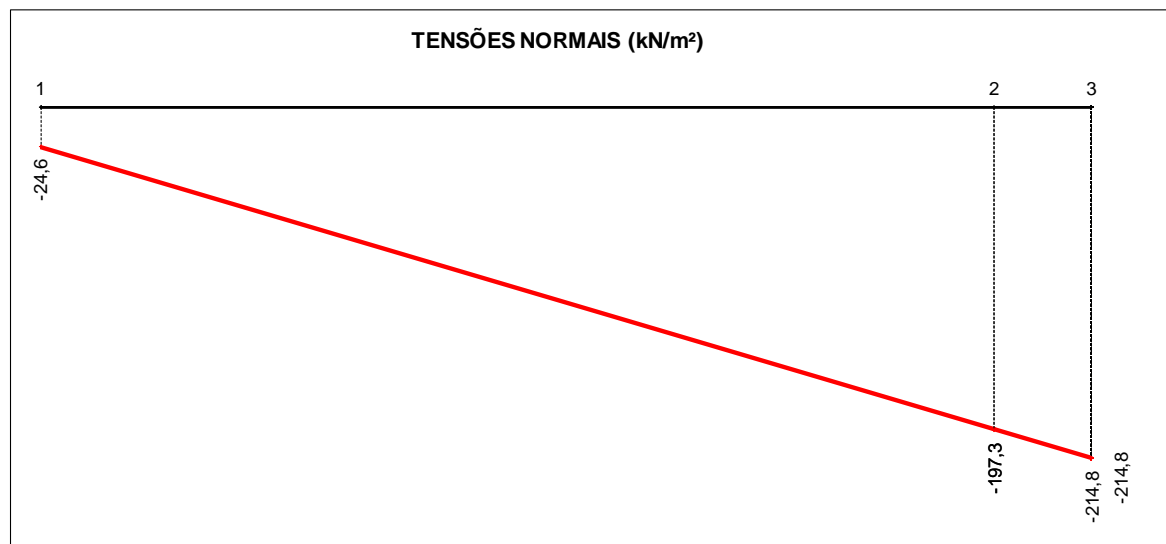
5.2.3.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - ÁREA DE MONTAGEM 2 - ESTRUTURA DE JUSANTE CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-33.391,20		-0,48		16.027,78
2	Peso de Concreto CCV - Enchimento	-21.247,20		2,75		-58.429,80
3	Empuxo estático de enrocamento submerso à Jusante		-0,30		-0,05	0,02
4	Empuxo estático de enrocamento saturado à Jusante		-486,20		-1,90	923,78
5	Empuxo de Água à Jusante		-2,10		-0,05	0,11
6	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV	1.001,74		-0,48		-480,83
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto CCV - Enchimento	637,42		2,75		1.752,89
8	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV		1.669,56		-8,46	-14.124,48
9	Sismo Horizontal - Peso de Concreto CCV - Enchimento		1.062,36		-1,78	-1.891,00
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		0,10		-0,06	-0,01
11	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento submerso à Jusante		0,10		-0,09	-0,01
12	Sismo Horizontal - Empuxo dinâmico de enrocamento saturado à Jusante		60,60		-3,80	-230,28
13	Subpressão	9.694,50		-4,25		-41.201,63

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-54.638,40	0,00	-42.402,02
CCL 3	-43.304,75	2.304,12	-97.653,46

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 15,52	-24,64	-197,27
2 - 3	15,52 - 17,1	-197,27	-214,85

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	6,35	6,35
2 - 3	0 - 0	6,35	6,35



Base 100% comprimida

5.2.4 Coeficientes de segurança encontrados

5.2.4.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	11,88	1,30
Tombamento – CST	7,41	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	49,26	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	89,58	1,00
Área da Base Comprimida	100%	100%

5.2.4.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,91	1,10
Tombamento – CST	1,72	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	3,77	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	20,05	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

5.2.4.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	5,64	1,10
Tombamento – CST	3,44	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	44,25	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	153,69	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

5.2.4.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	11,52	1,10
Tombamento – CST	4,92	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	17,63	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	57,99	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

5.2.4.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,65	1,10
Tombamento – CST	1,39	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	3,10	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	22,01	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5.2.4.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,86	1,10
Tombamento – CST	1,54	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	7,95	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	50,45	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5.2.4.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	5,47	1,10
Tombamento – CST	2,79	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\phi=40^{\circ}$)	15,77	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_C ($\phi=40^{\circ}$ e $C = 400$ kPa)	62,77	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

5.3 LAJE CENTRAL

A Laje Central foi dividida em dois trechos para o dimensionamento das barras de ancoragem, conforme mostra figura a seguir. À favor da segurança, desconsiderou-se a espessura de enchimento abaixo da laje.

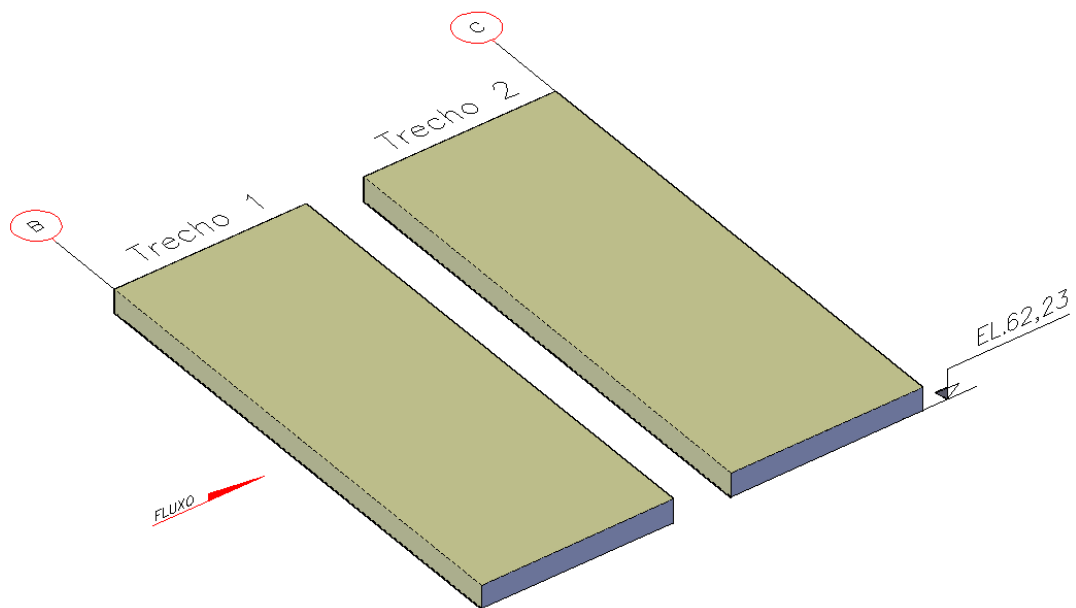


Figura 5.33 – Laje Central Eixos B e C – Divisão dos Trechos – Visualização 3D

5.3.1 Casos de Carregamento

5.3.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

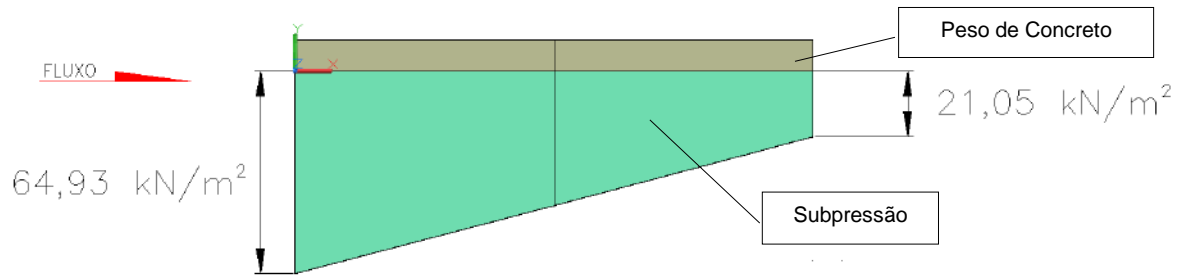


Figura 5.34 – Carregamentos CCN – Seção

5.3.1.2 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

Drenos 100% operantes.

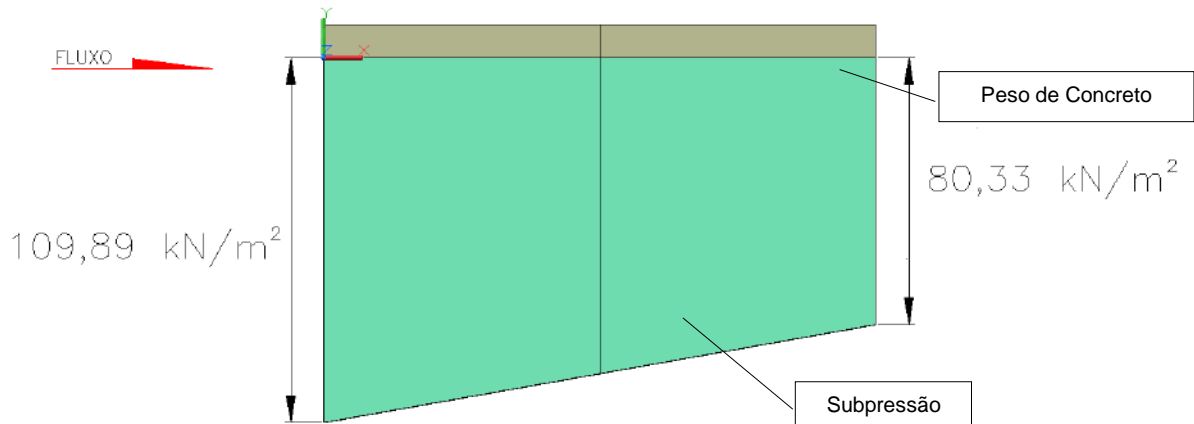


Figura 5.35 – Carregamentos CCE1 – Seção

5.3.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

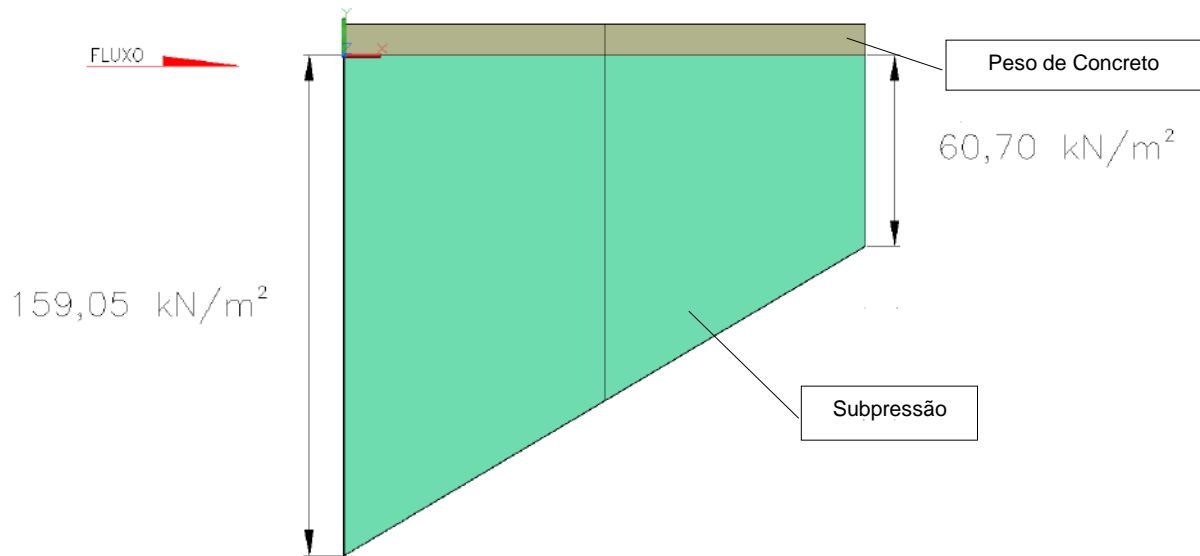


Figura 5.36 – Carregamentos CCE2 – Seção

5.3.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

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

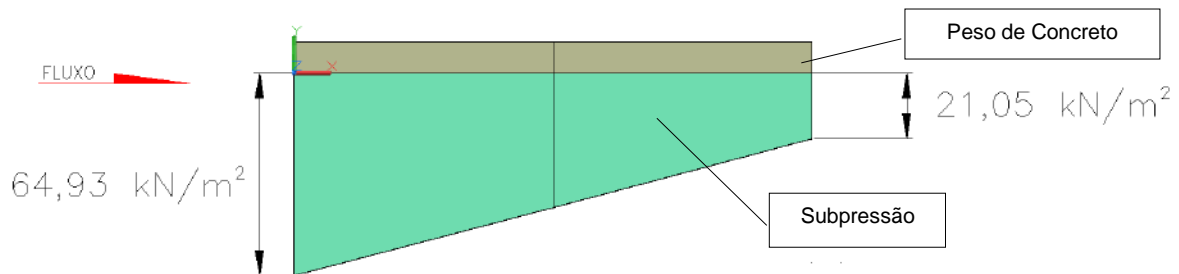


Figura 5.37 – Carregamentos CCE3 – Seção

5.3.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes.

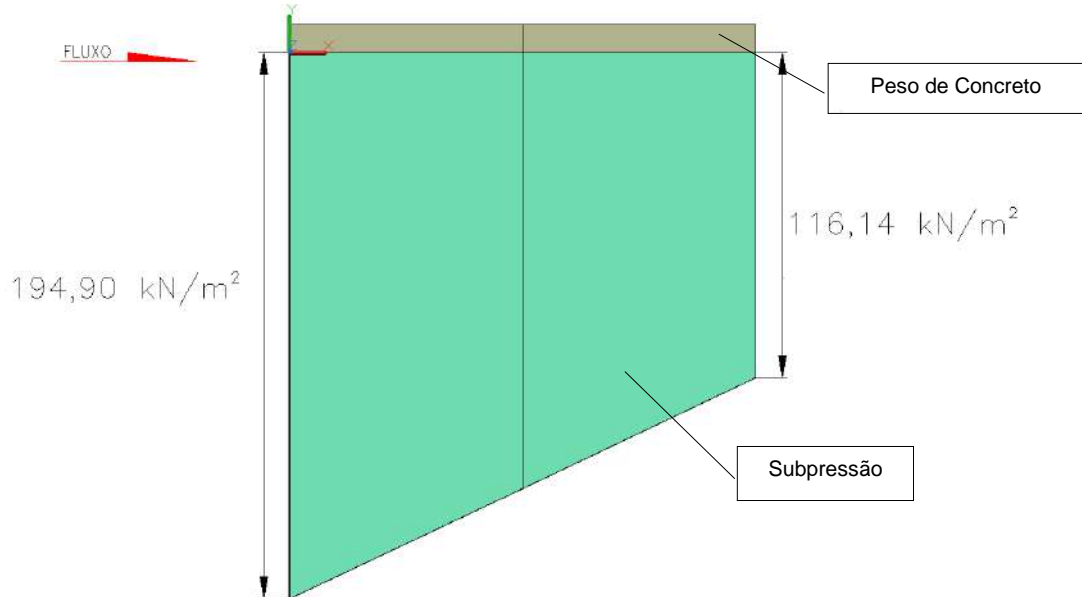


Figura 5.38 – Carregamentos CCL1 – Seção

5.3.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes.

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

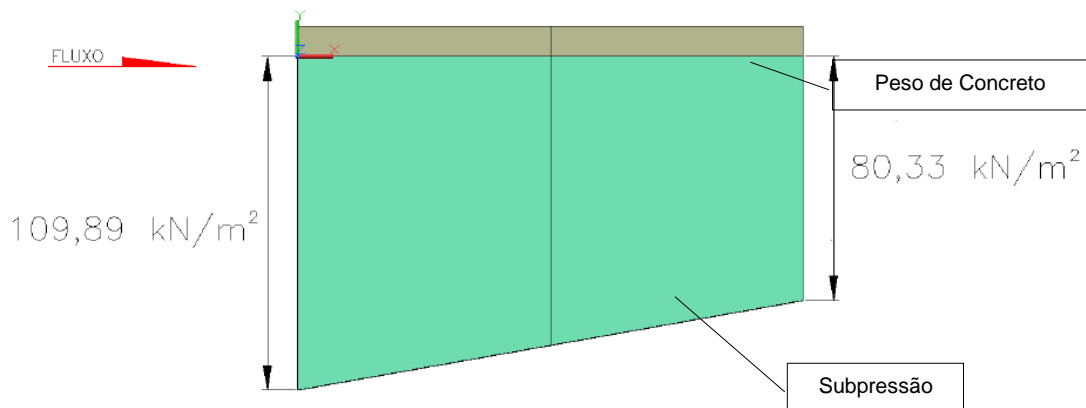


Figura 5.39 – Carregamentos CCL2 – Seção

5.3.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

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

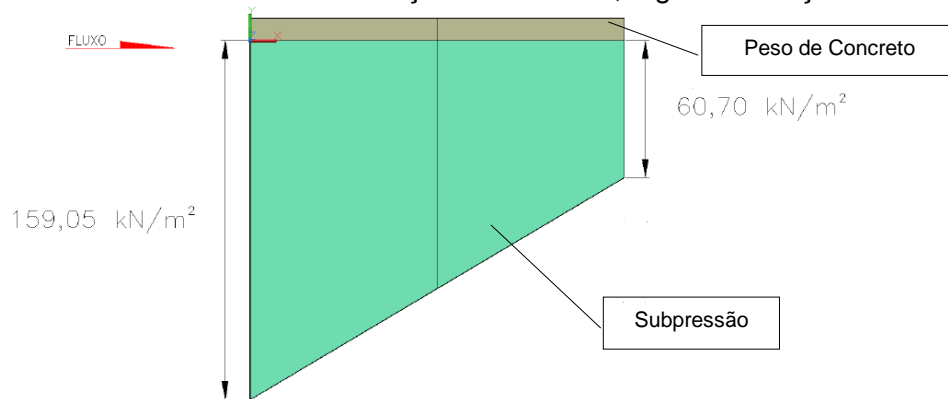


Figura 5.40 – Carregamentos CCL3 – Seção

5.3.2 Cálculo da Força atuante

5.3.2.1 Caso de Carregamento Normal – CCN – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	955,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	9.551,42	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	0,44	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	8.168,85	kN

5.3.2.2 Caso de Carregamento Normal – CCN – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	566,76	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	5.667,64	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	0,75	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	3.119,94	kN

UHE ITAOCARA I

5.3.2.3 *Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE 1 – Trecho 1*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	1.814,30	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	18.143,04	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,23	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	15.709,34	kN

5.3.2.4 *Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE 1 – Trecho 2*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	1.552,63	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.526,31	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,27	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.830,94	kN

5.3.2.5 *Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE 2 – Trecho 1*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	2.380,10	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	23.801,05	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,18	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	21.933,15	kN

UHE ITAOCARA I

5.3.2.6 *Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE 2 – Trecho 2*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	1.509,68	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.096,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,28	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.358,50	kN

5.3.2.7 *Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE 3 – Trecho 1*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	955,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	9.551,42	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,43	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	6.386,01	kN

5.3.2.8 *Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE 3 – Trecho 2*

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	566,76	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	5.667,64	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,73	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	2.113,85	kN

UHE ITAOCARA I

5.3.2.9 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1 – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	3.101,20	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	31.011,97	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,14	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	29.865,17	kN

5.3.2.10 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1 – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	4.248,00	kN
Volume Subpressão	2.404,19	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	24.041,86	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,18	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	22.198,04	kN

5.3.2.11 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2 – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	1.814,30	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	18.143,04	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,23	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	15.836,78	kN

5.3.2.12 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2 – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	1.552,63	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.526,31	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,27	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.958,38	kN

5.3.2.13 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3 – Trecho 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 1

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	2.380,10	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	23.801,05	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,17	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	22.060,59	kN

5.3.2.14 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3 – Trecho 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS - TRECHO 2

Volume Concreto	177,00	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - Com Ação Sísmica	4.120,56	kN
Volume Subpressão	1.509,68	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.096,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,27	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.485,94	kN

5.3.3 Cálculo das Ancoragens

Com base nos resultados obtidos no item 5.3.2, será apresentado, a seguir, o cálculo de ancoragem para o Caso de Carregamento Limite 1, o qual apresentou os maiores valores de força atuante para os trechos 1 e 2 da Laje Central.

5.3.3.1 TRECHO 1

CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Força Atuante (N)	29.865,17	kN
Área Total da Base	177,00	m ²
Força Atuante / m ²	168,73	kN/m ²
Tensão do Aço de Cálculo	36,5	kN/cm ²
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Corrosão	2,00	mm
Diâmetro Útil Ancoragem	30,00	mm
Área de Aço	7,07	cm ²
Força Admissível Resistida pela Barra	258,00	kN/barra
1 barra a cada	1,53	m ²
Dimensão "a" da malha	1,30	m
Dimensão "b" da malha	1,10	m
Dimensão "b" adotado da malha	1,10	m

3) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA ROCHA (L)

3.1) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO - ARGAMASSA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
η ₁	2,25	
η ₂	1,00	
η ₃	1,00	
f _{ck}	20	MPa
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4}$	1,105	MPa
$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$	0,249	kN/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}}$	103	cm

3.2) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA ARGAMASSA - ROCHA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Diâmetro do Furo φ _f	75	mm
τ _{RA}	4,00	kgf/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi_f \times \tau_{RA}}$	274	cm

3.3) VERIFICAÇÃO DO ARRANCAMENTO

τ _{BR}	1,00	kgf/cm ²
distância entres ancoragens (e)	1,10	m
d1	0,95	m
Área do Cone (A _{cone})	1,90	m ²
Força Resistente (T) = τ _{BR} × A _{cone}	190,07	kN
Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
$d1_{min} = \sqrt{\frac{F}{A_{cone} / d1^2 \times \tau_{BR}}}$	1,11	m
F.S. = T/F ≥ 1	0,74	NÃO OK! FAZER CÁLCULO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA

UHE ITAOCARA I

O cálculo a seguir só precisa ser feito se o F.S. não atender.

$$V_{cone} = \frac{1}{3} \times \pi \times \left(\frac{e}{2}\right)^2 \times d_1 \quad 0,302 \text{ m}^3$$

$$V_{cilindro} = \pi \times r^2 \times (L - d1) \quad 1,699 \text{ m}^3$$

$\gamma_{rocha,sub}$	16,00	kN/m ³
Peso de Rocha Submersa / barra	32,01	kN
Peso do Concreto/barra	36,70	kN
Subpressão/barra	267,91	kN

$$P_R = C.S.A \times \text{Subpressão} - \text{Peso do Concreto} - \text{Peso da Rocha}$$

$$P_R \quad 226,00 \text{ kN}$$

$$F.S. = T/P_R \geq 1 \quad \mathbf{0,84} < 1 \quad \text{Comprimento L não está ok!}$$

O cálculo a seguir só precisa ser feito se o F.S. não atender.

$$V_{cilindro} = (C.S.A. \times \text{Subpressão} - T - \text{Peso do Concreto} - V_{cone} \times \gamma_{rocha}) / \gamma_{rocha}$$

$$V_{cilindro} = \quad 3,94 \text{ m}^3$$

$$L \quad 415,04 \text{ cm}$$

$$\text{Comprimento Total} = L + d1 \quad 510,31 \text{ cm}$$

3.4) COMPRIMENTO ADOTADO

Adotado o maior comprimento entre 3.1, 3.2 e 3.3

510 cm

4) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA LAJE DE CONCRETO (L)

$$\text{Força Resistida pela Barra (F)} \quad 258,00 \text{ kN}$$

$$\text{Diâmetro Ancoragem } (\phi) \quad 32 \text{ mm}$$

$$\eta_1 \quad 2,25$$

$$\eta_2 \quad 1,00$$

$$\eta_3 \quad 1,00$$

$$f_{ck} \quad 16 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4} \quad 0,952 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad 2,14 \text{ MPa}$$

$$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}} \quad 120 \text{ cm}$$

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad 136 \text{ cm}$$

5.3.3.2 TRECHO 2

CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Força Atuante (N)	22.198,04	kN
Área Total da Base	177,00	m ²
Força Atuante / m ²	125,41	kN/m ²
Tensão do Aço de Cálculo	36,5	kN/cm ²
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Corrosão	2,00	mm
Diâmetro Útil Ancoragem	30,00	mm
Área de Aço	7,07	cm ²
Força Admissível Resistida pela Barra	258,00	kN/barra
1 barra a cada	2,06	m ²
Dimensão "a" da malha	1,30	m
Dimensão "b" da malha	1,50	m
Dimensão "b" adotado da malha	1,50	m

3) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA ROCHA (L)

3.1) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO - ARGAMASSA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
η ₁	2,25	
η ₂	1,00	
η ₃	1,00	
f _{ck}	20	MPa
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4}$	1,105	MPa
$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$	0,249	kN/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}}$	103	cm

3.2) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA ARGAMASSA - ROCHA

Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
Diâmetro Ancoragem (φ)	32	mm
Diâmetro do Furo φ _f	75	mm
τ _{RA}	4,00	kgf/cm ²
$L = \frac{F}{\pi \times \phi_f \times \tau_{RA}}$	274	cm

3.3) VERIFICAÇÃO DO ARRANCAMENTO

τ _{BR}	1,00	kgf/cm ²
distância entres ancoragens (e)	1,30	m
d1	1,13	m
Área do Cone (A _{cone})	2,65	m ²
Força Resistente (T) = τ _{BR} × A _{cone}	265,46	kN
Força Resistida pela Barra (F)	258,00	kN
$d1_{min} = \sqrt{\frac{F}{A_{cone} \times d1^2 \times \tau_{BR}}}$	1,11	m
F.S. = T/F ≥ 1	1,03	OK! NÃO É NECESSÁRIO FAZER CÁLCULO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA

3.4) COMPRIMENTO ADOTADO

Adotado o maior comprimento entre 3.1, 3.2 e 3.3

274 cm

4) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA LAJE DE CONCRETO (L)

Força Resistida pela Barra (F) 258,00 kN

Diâmetro Ancoragem (ϕ) 32 mm

η_1 2,25

η_2 1,00

η_3 1,00

f_{ck} 16 MPa

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,3 \times 0,7 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4} \quad 0,952 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad 2,14 \text{ MPa}$$

$$L = \frac{F}{\pi \times \phi \times f_{bd}} \quad 120 \text{ cm}$$

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad 136 \text{ cm}$$

5.3.4 Malha adotada

As ancoragens das Lajes Centrais da AM1 e AM2 foram adotadas conforme segue:

Trecho 1: $\Phi 32$ mm distribuída em uma malha de **1,30x1,10m** com comprimento total de **9,00m**, sendo 5,50m ancorados na rocha.

Trecho 2: $\Phi 32$ mm distribuída em uma malha de **1,30x1,50m** com comprimento total de **6,00m**, sendo 3,50m ancorados na rocha.

6. POÇO DE ACESSO À GALERIA DE DRENAGEM

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade do Poço de Acesso à Galeria de Drenagem, conforme modelo apresentado a seguir.

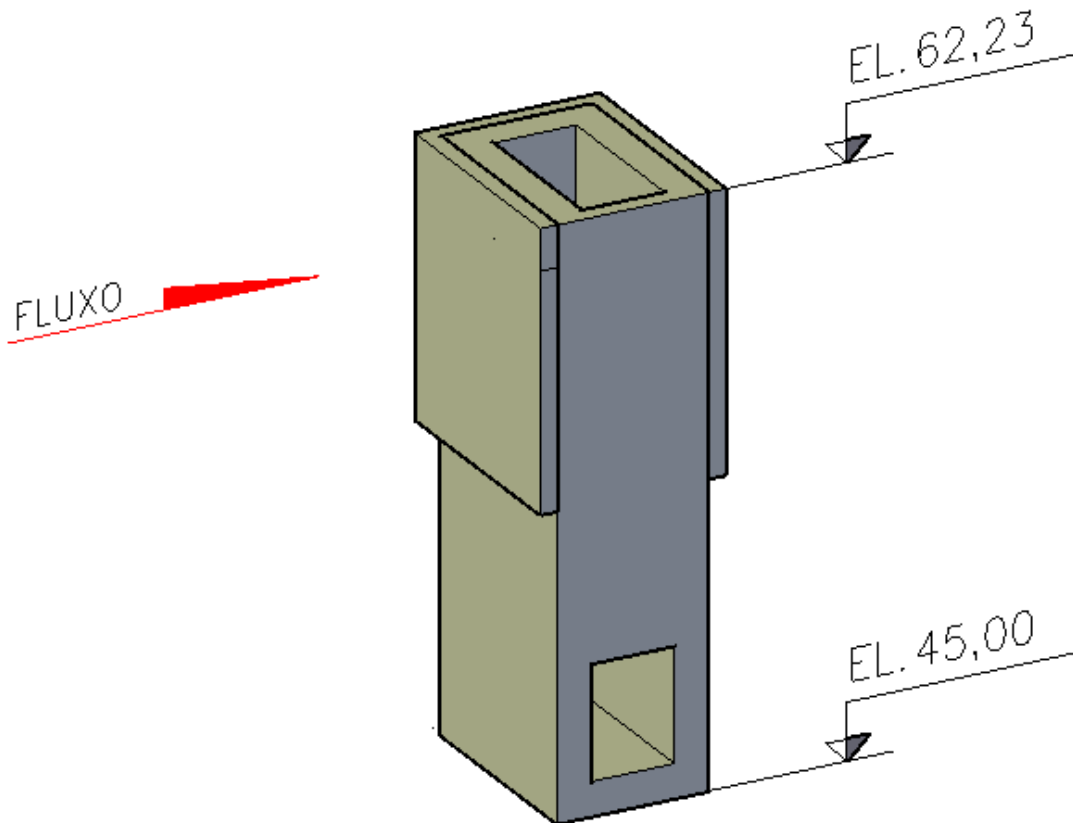


Figura 6.1 – Poço de Acesso à Galeria de Drenagem – Visualização 3D

6.1 CASOS DE CARREGAMENTO

6.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

N.A. Máximo Normal à Montante: 89,60 m
 N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m
 Drenos 100% operantes.

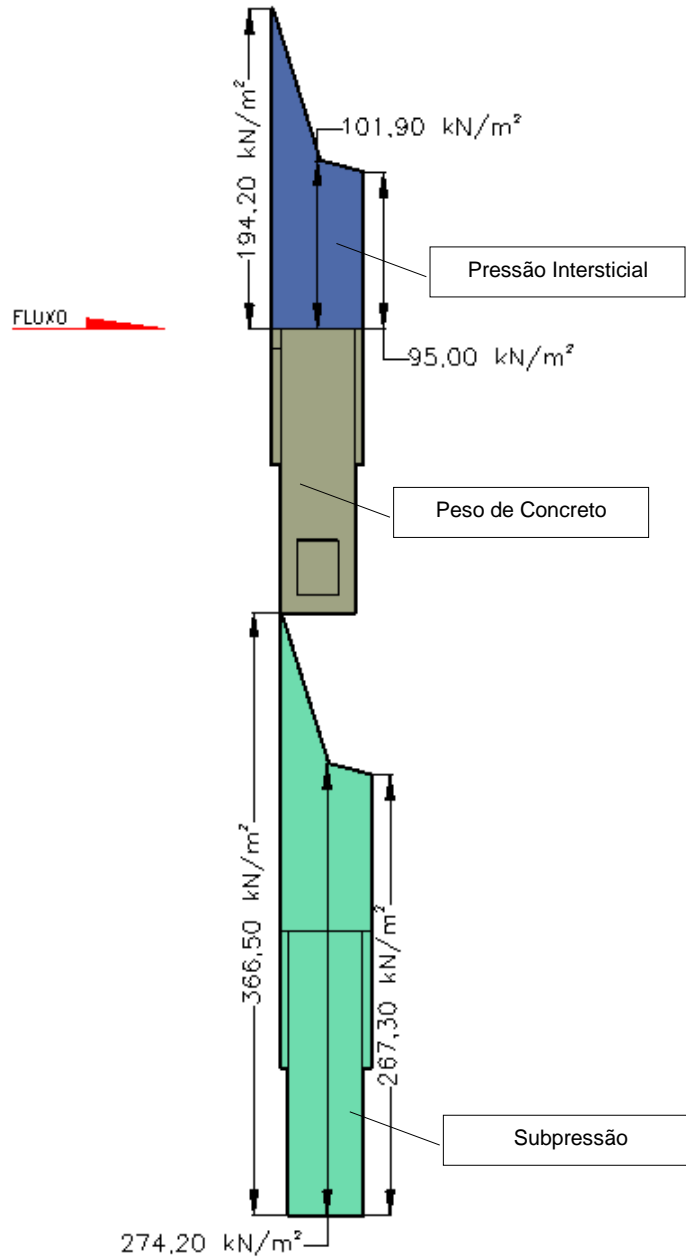


Figura 6.2 –Carregamentos CCN



UHE ITAOCARA I

6.1.2 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

Drenos 100% operantes.

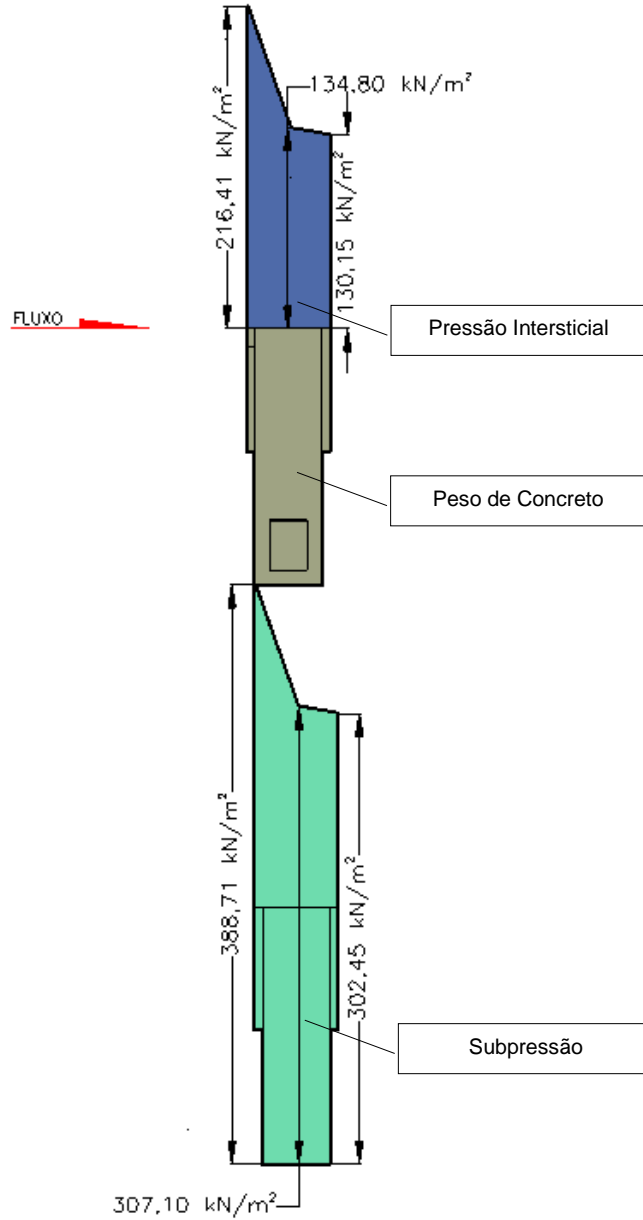


Figura 6.3 – Carregamentos CCE1 – Seção

6.1.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

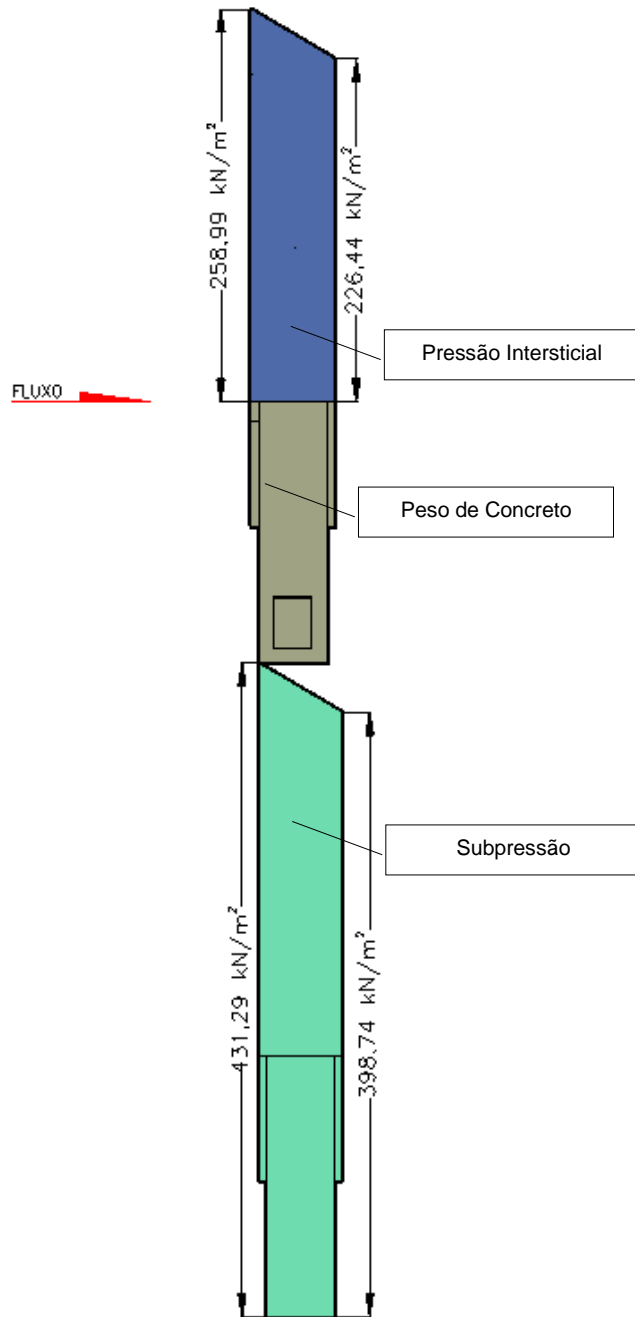


Figura 6.4 – Carregamentos CCE2 – Seção

6.1.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes.

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

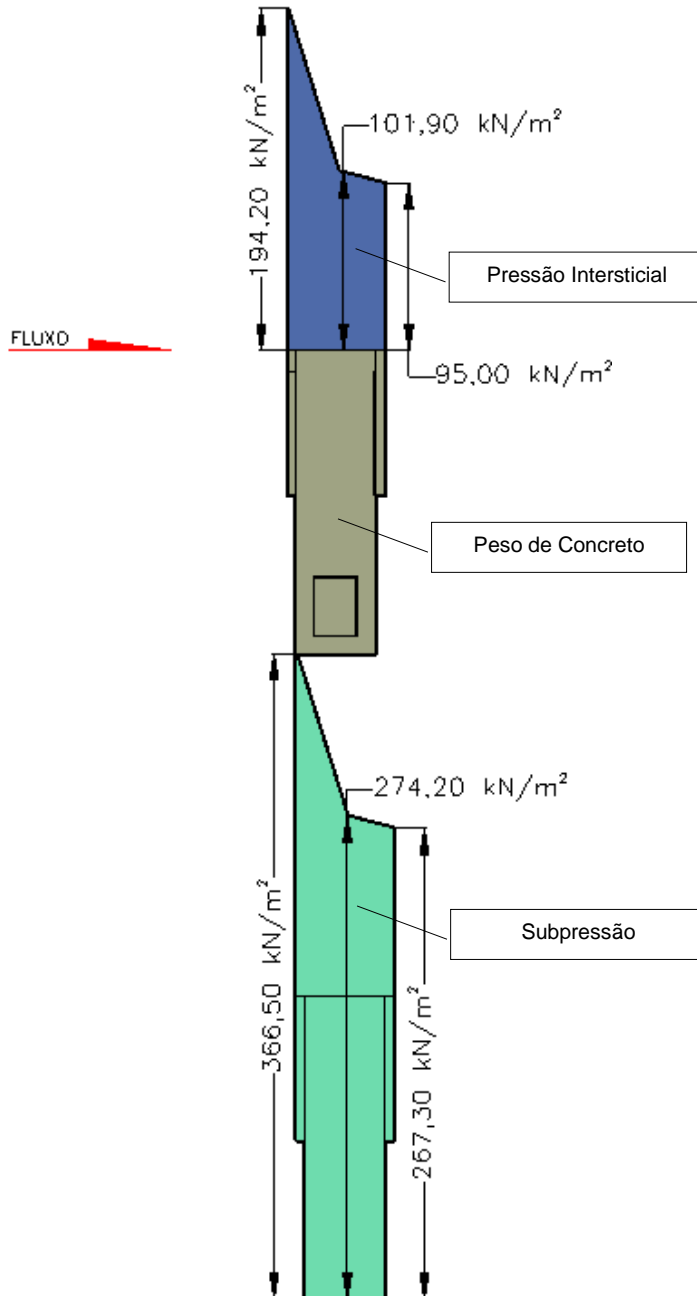


Figura 6.5 – Carregamentos CCE3 – Seção

6.1.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes.

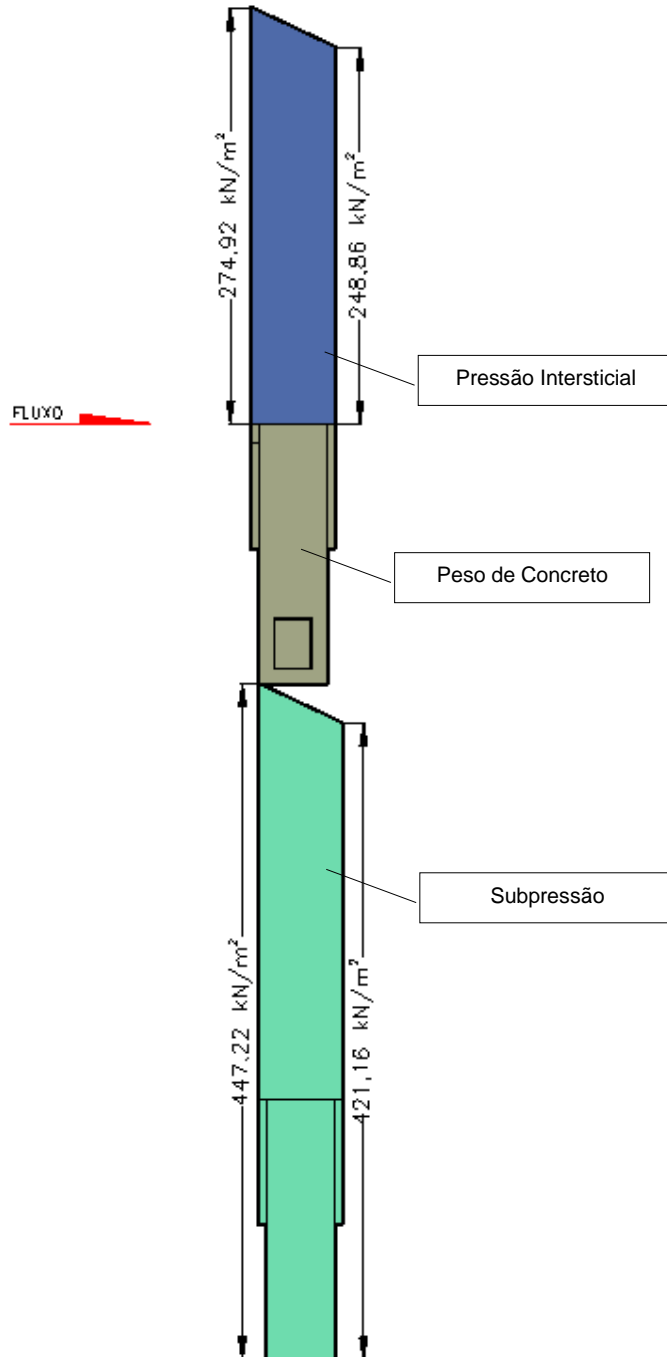


Figura 6.6 – Carregamentos CCL1 – Seção

6.1.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes.

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

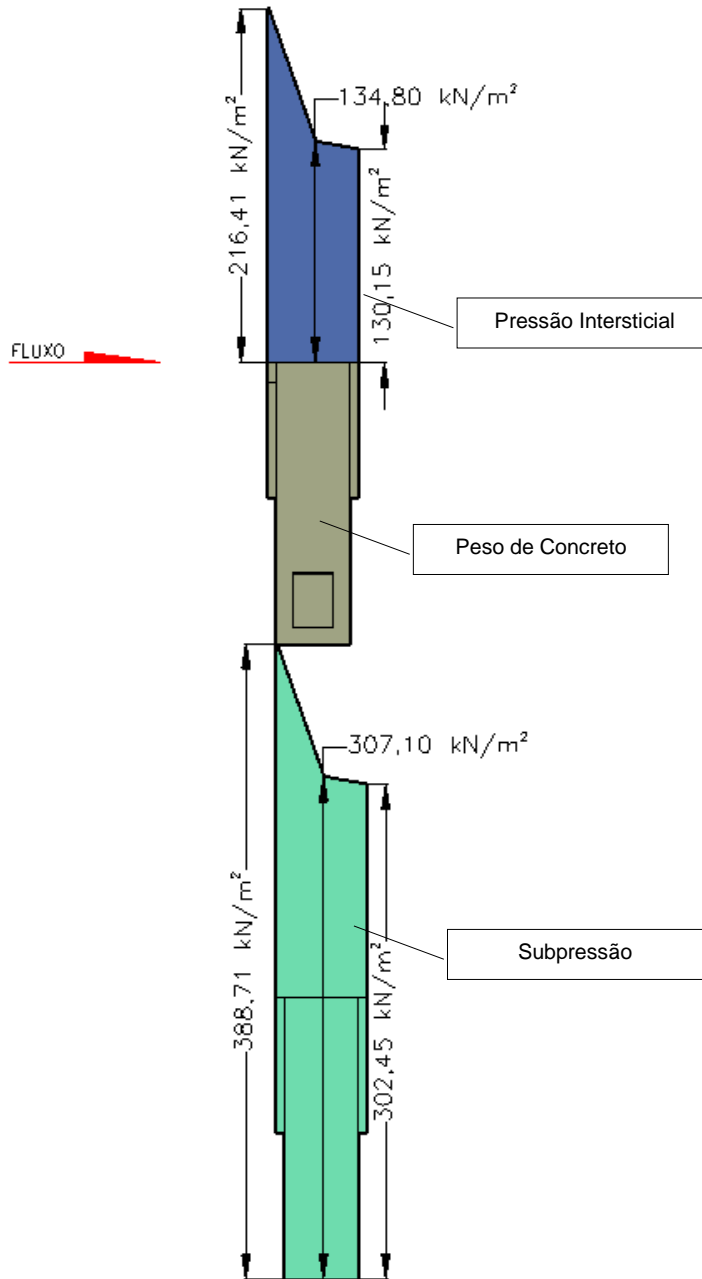


Figura 6.7 – Carregamentos CCL2 – Seção

6.1.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes.

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

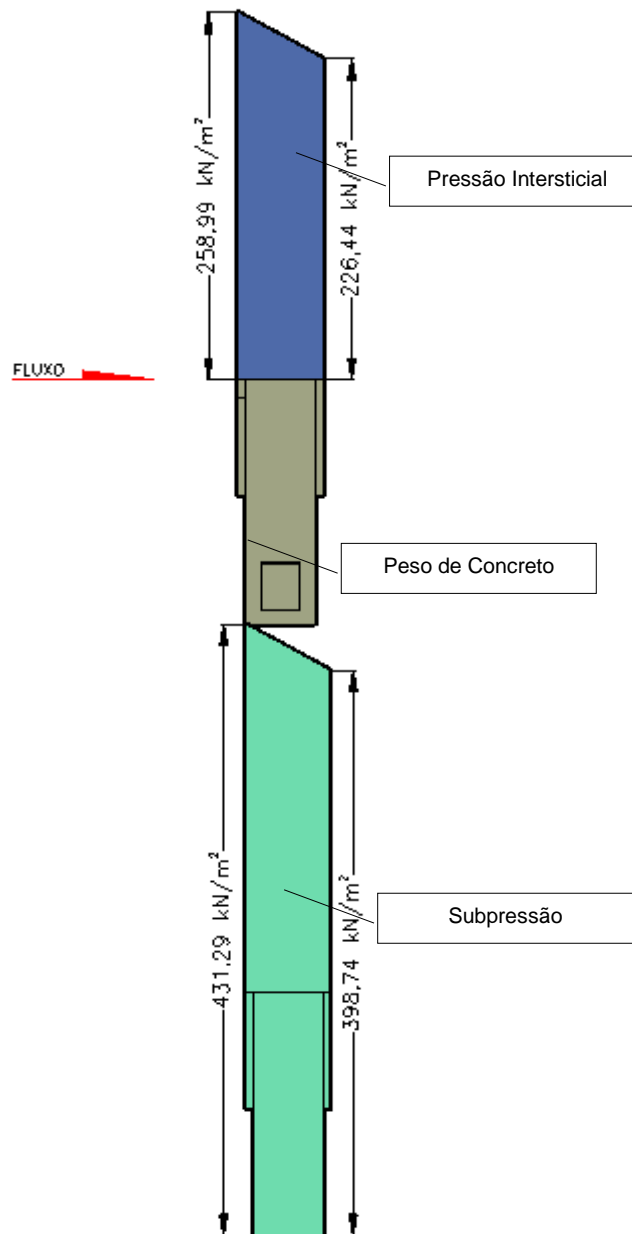


Figura 6.8 – Carregamentos CCL3 – Seção

UHE ITAOCARA I

6.2 CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE

6.2.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	479,25	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	4.792,55	kN
Volume Subpressão	1.059,36	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	10.593,60	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	1,30	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE 1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	597,18	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	5.971,77	kN
Volume Subpressão	1.177,28	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	11.772,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,27	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE 2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	934,45	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	9.344,45	kN
Volume Subpressão	1.514,55	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.145,50	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,21	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – CCE 3

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - efeito sísmico	8.682,97	kN
Volume Pressão Intersticial	479,25	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	4.792,55	kN
Volume Subpressão	1.059,36	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	10.593,60	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,27	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.5 Caso de Carregamento Limite 1 – CCL1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	8.951,52	kN
Volume Pressão Intersticial	1.008,26	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	10.082,63	kN
Volume Subpressão	1.588,37	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.883,68	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,20	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.6 Caso de Carregamento Limite 2 – CCL2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - efeito sísmico	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - efeito sísmico	8.682,97	kN
Volume Pressão Intersticial	597,18	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	5.971,77	kN
Volume Subpressão	1.177,28	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	11.772,82	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,24	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.7 Caso de Carregamento Limite 3 – CCL3

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - efeito sísmico	372,98	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto - efeito sísmico	8.682,97	kN
Volume Pressão Intersticial	934,45	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Força de Pressão Intersticial	9.344,45	kN
Volume Subpressão	1.514,55	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	15.145,50	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,19	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

6.2.8 Ancoragens

Conforme resultados apresentados nos itens 6.2.1 a 6.2.7, os coeficientes de flutuação foram atendidos, portanto, não há necessidade de utilizar barras de ancoragem para estabilizar a estrutura.

7. BLOCO LATERAL

Apresenta-se, neste item, os cálculos de estabilidade do Bloco Lateral, conforme modelo apresentado a seguir.

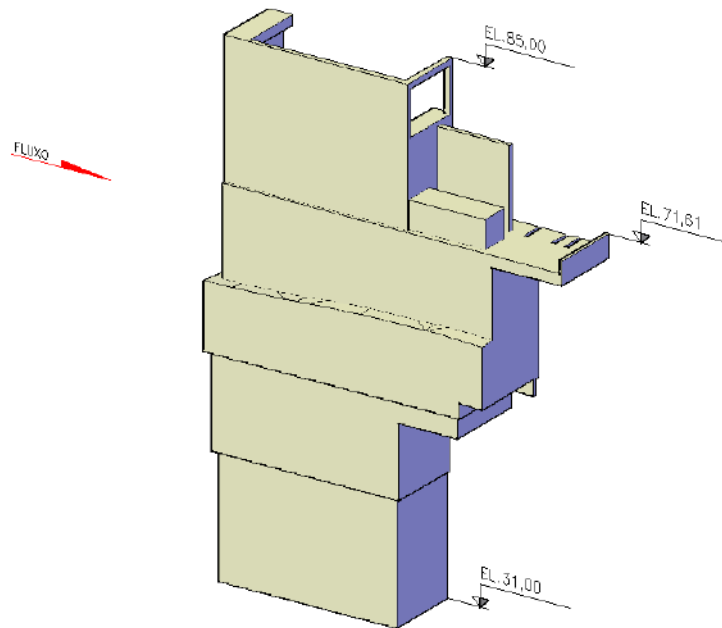


Figura 6.9 – Bloco Lateral –Visualização 3D – Vista de Jusante

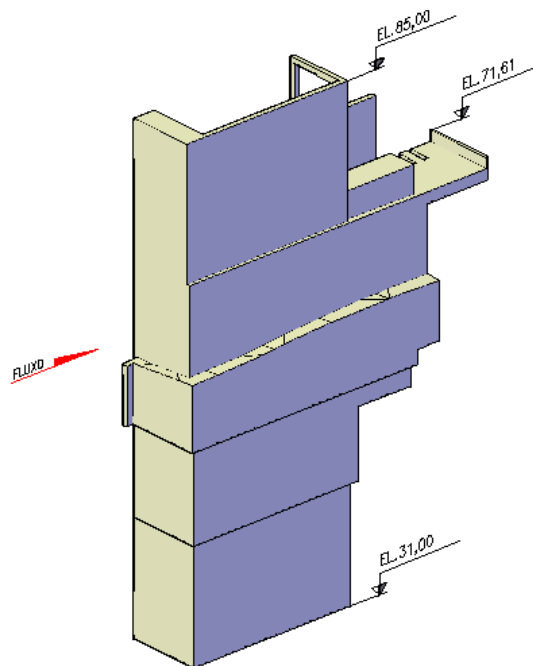


Figura 6.10 – Bloco Lateral –Visualização 3D – Vista de Montante

7.1 CASOS DE CARREGAMENTO

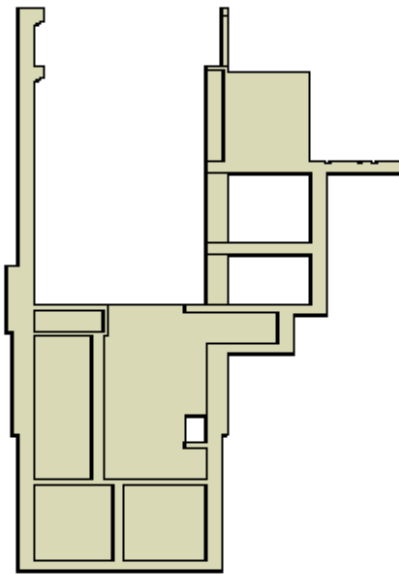
Como o Bloco Lateral não possui galeria de drenagem, foram analisados apenas os seguintes casos: CCN, CCE1, CCE3 e CCL2.

7.1.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

N.A. MÁX. NORMAL EL. 89,60



N.A. MÁX. NORMAL EL. 61,14

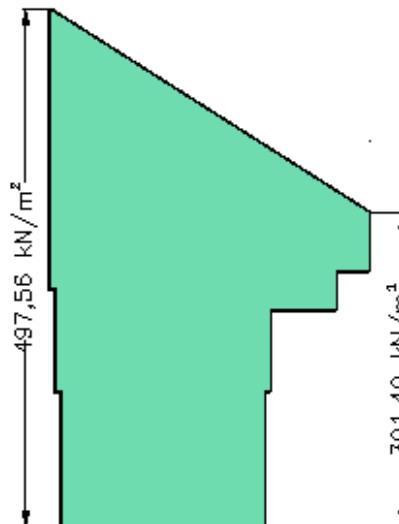


Figura 6.11 – Carregamentos CCN – Seção

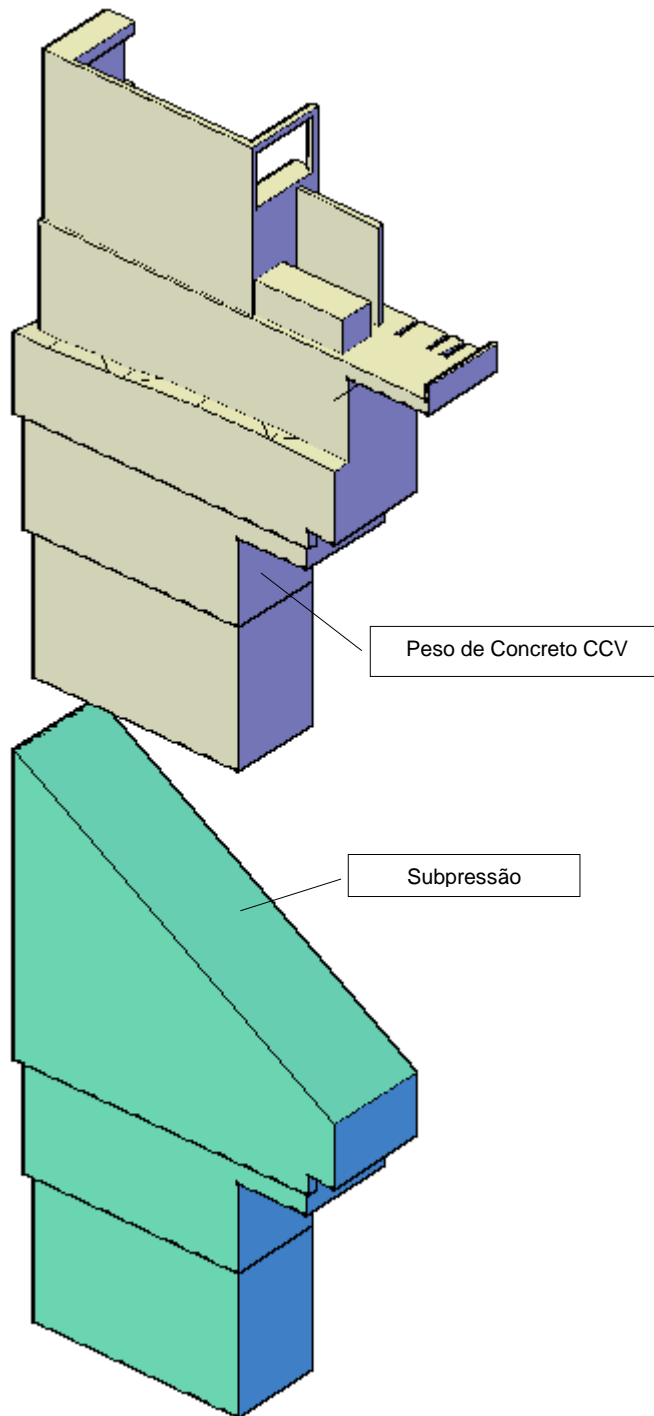


Figura 6.12 – Carregamentos CCN – Visualização 3D

7.1.2 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

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90

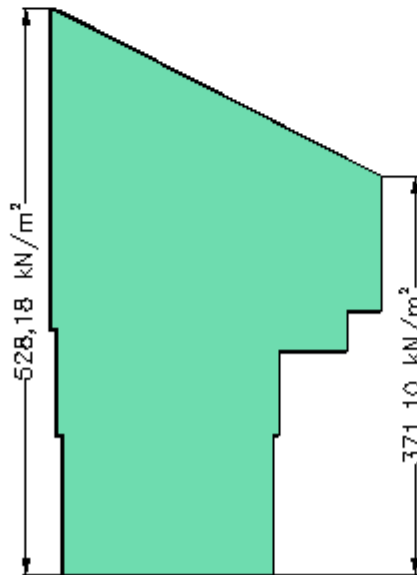
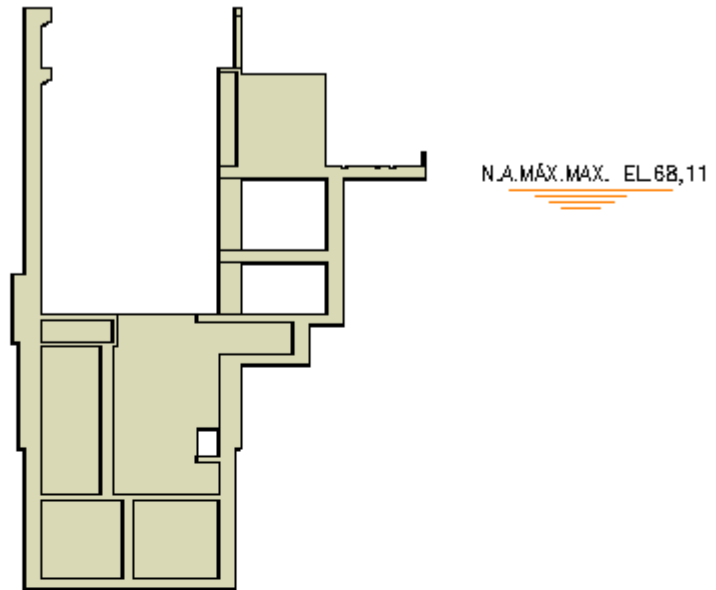


Figura 6.13 – Carregamentos CCE1 – Seção

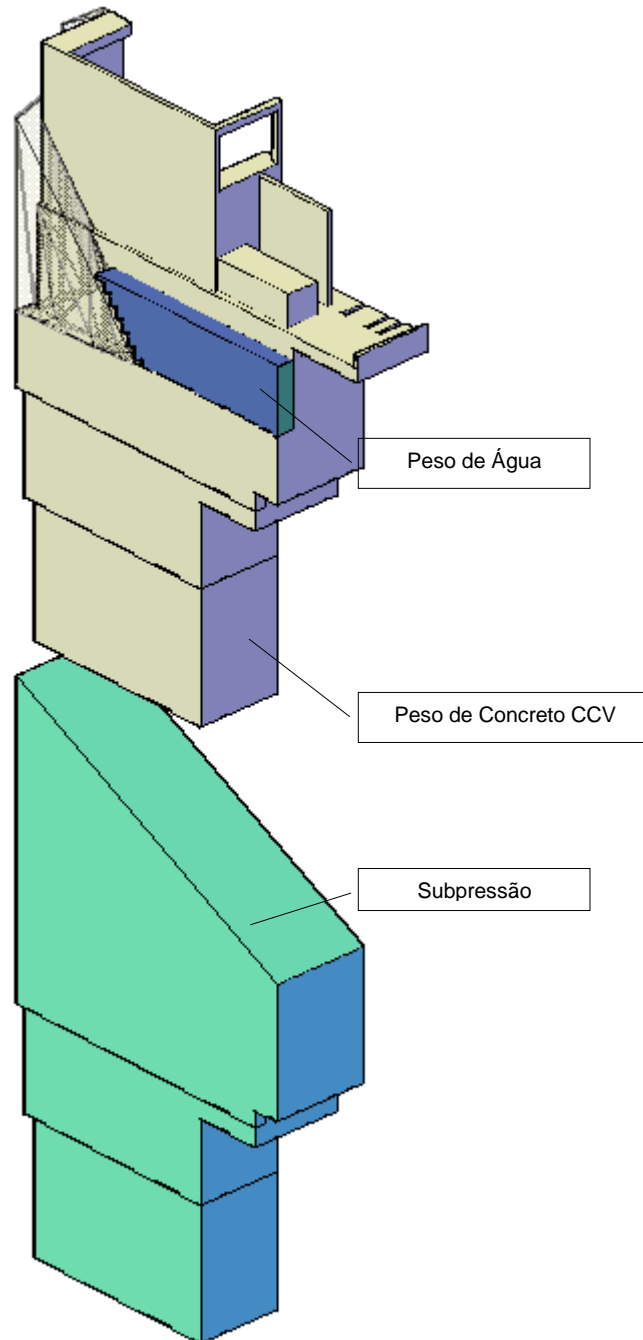


Figura 6.14 – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

7.1.3 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 vertical 0,03g

N.A. MÁX. NORMAL EL. 89,60

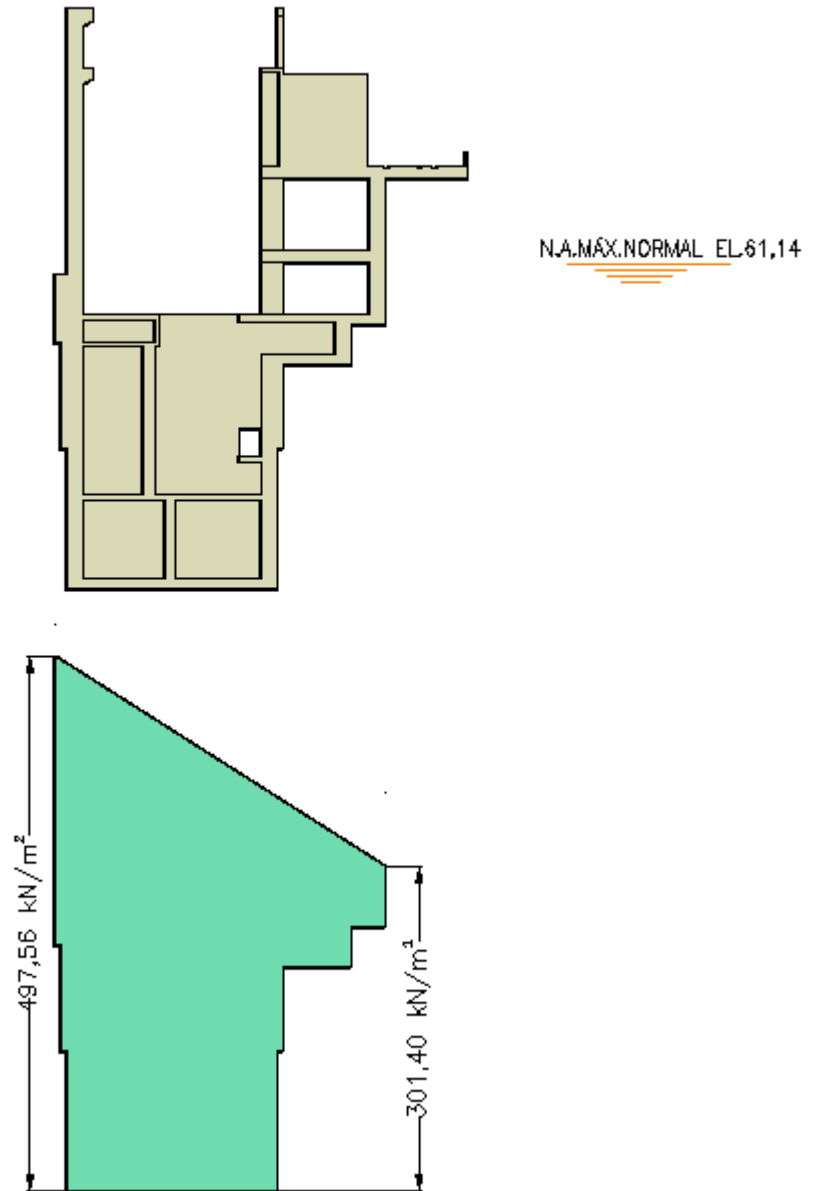


Figura 6.15 – Carregamentos CCE2 – Seção

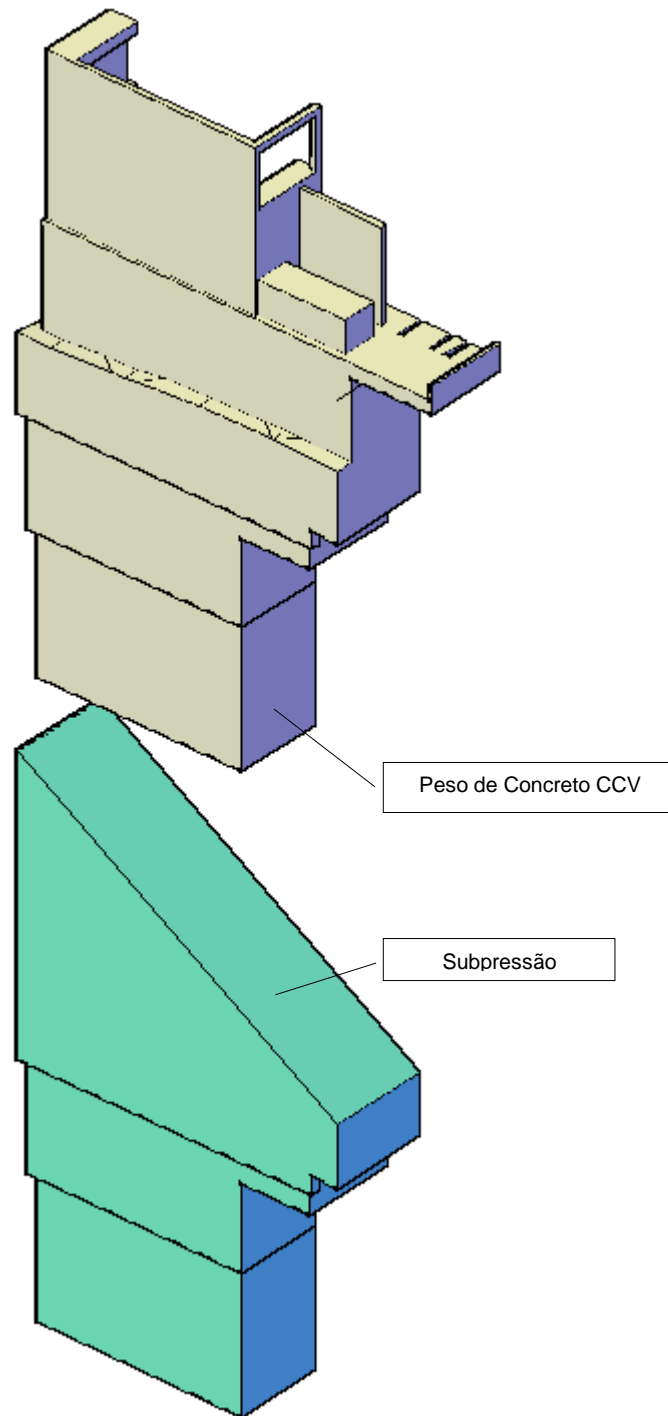


Figura 6.16 – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

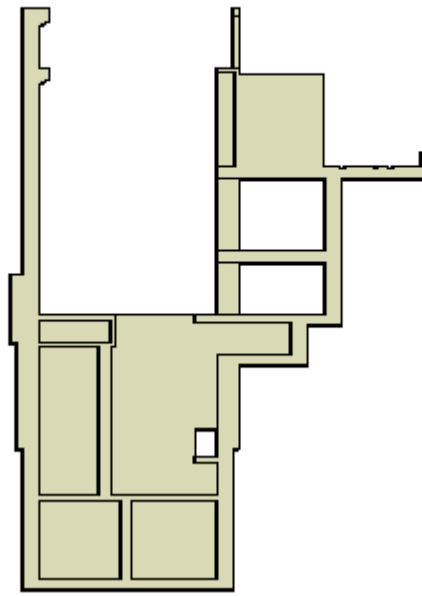
7.1.4 Caso de Carregamento Limite – CCL

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 vertical 0,03g

N.A.MÁX.MAX. EL.90,90



N.A.MÁX.MAX. EL.68,11

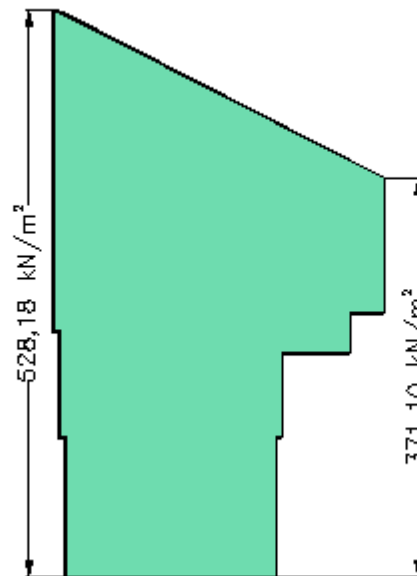


Figura 6.17 – Carregamentos CCL – Seção

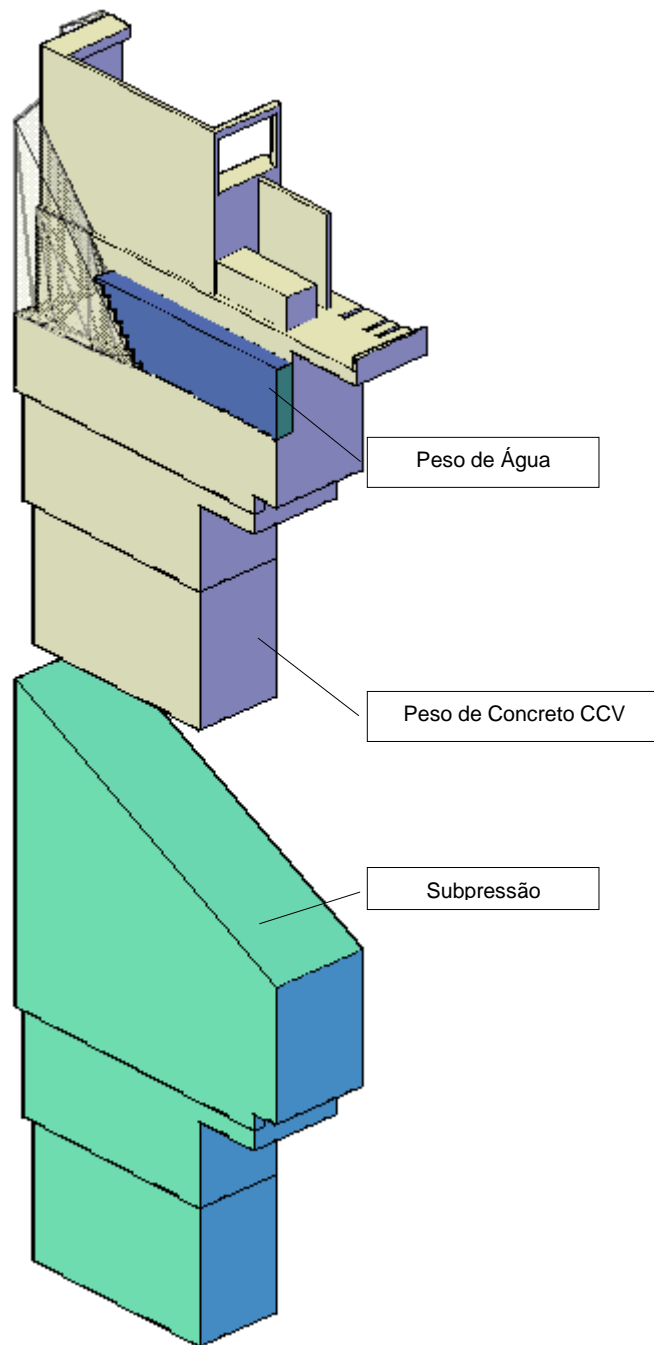


Figura 6.18 – Carregamentos CCL – Visualização 3D

7.2 CÁLCULO DA FORÇA ATUANTE

7.2.1 Caso de Carregamento Normal - CCN

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	4.271,76	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	102.522,24	kN
Volume Subpressão	8.852,09	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	88.520,90	kN
C.S.F. Adotado	1,30	
C.S.F. Encontrado	1,16	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	12.554,93	kN

7.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – CCE1

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto	4.271,76	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	102.522,24	kN
Volume de Água	182,30	kN
$\gamma_{\text{água}}$	10,00	kN/m ³
Força Peso de Água	1.823,00	kN
Peso Total	104.345,24	kN
Volume Subpressão	10.285,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	102.851,40	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,01	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	8.791,30	kN

7.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – CCE2

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - Efeito Sísmico	4.143,61	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	99.446,57	kN
Volume Subpressão	8.852,09	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	88.520,90	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	1,12	NÃO É NECESSÁRIO ANCORAR

7.2.4 Caso de Carregamento Limite – CCL

FORÇA ATUANTE NAS ANCORAGENS

Volume Concreto - Efeito Sísmico	4.143,61	m ³
γ_{concreto}	24,00	kN/m ³
Força Concreto	99.446,57	kN
Volume de Água - Efeito Sísmico	176,83	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10,00	kN/m ³
Força Peso de Água	1.768,31	kN
Peso Total	101.214,88	kN
Volume Subpressão	10.285,14	m ³
$\gamma_{\text{água}}$	10	kN/m ³
Subpressão	102.851,40	kN
C.S.F. Adotado	1,10	
C.S.F. Encontrado	0,98	NECESSÁRIO ANCORAR
Força Atuante (N)	11.921,66	kN

7.3 CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Com base nos resultados obtidos no item 7.2, será apresentado, a seguir, o cálculo de ancoragem para o Caso de Carregamento Normal, o qual apresentou os maiores valores de força atuante para o Bloco Lateral.

CÁLCULO DAS ANCORAGENS

Força Atuante (N)	12.554,93	kN
Área Total da Base	220,05	m ²
Força Atuante / m ²	57,05	kN/m ²
Tensão do Aço de Cálculo	23,0	kN/cm ²
Diâmetro Ancoragem (ϕ)	25	mm
Corrosão	1,56	mm
Diâmetro Útil Ancoragem	23,44	mm
Área de Aço	4,31	cm ²
Força Admissível Resistida pela Barra	99,23	kN/barra
1 barra a cada	1,74	m ²
Dimensão "a" da malha	1,30	m
Dimensão "b" da malha	1,34	m
Dimensão "b" adotado da malha	1,30	m

3) COMPRIMENTO DA BARRA EMBUTIDA NA ROCHA (L)

3.1) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA AÇO - ARGAMASSA

Força Resistida pela Barra (F)	99,23	kN
Diâmetro Ancoragem (ϕ)	25	mm
η_1	2,25	
η_2	1,00	
η_3	1,07	
f_{ck}	20	MPa
	1,105	MPa
	0,266	kN/cm ²
	47	cm

3.2) VERIFICAÇÃO DA ADERÊNCIA ARGAMASSA - ROCHA

Força Resistida pela Barra (F)	99,23	kN
Diâmetro Ancoragem (ϕ)	25	mm
Diâmetro do Furo ϕ_f	64	mm
τ_{RA}	4,00	kgf/cm ²
	124	cm

UHE ITAOCARA I

3.3) VERIFICAÇÃO DO ARRANCAMENTO

τ_{BR}	1,00	kgf/cm ²	VAR	
distância entre ancoragens (e)	1,30	m		
d1	1,13	m		
Área do Cone (A_{cone})	2,65	m ²		
Força Resistente ($T = \tau_{BR} \times A_{cone}$)	265,46	kN		
Força Resistida pela Barra (F)	99,23	kN		
	0,69	m		
F.S. = $T/F \geq 1$	2,68	OK! NÃO É NECESSÁRIO FAZER CÁLCULO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA		

7.4 MALHA ADOTADA

Será adotada a seguinte malha: $\Phi 25\text{mm}$ distribuída em uma malha de **1,30 x 1,30m** com comprimento total de **5,00m**, sendo 3,50m ancorados na rocha e 1,50m na laje de concreto do Bloco Lateral.

8. CONCLUSÃO

As estruturas de Montante e Jusante das Áreas de Montagem AM1 e AM2 e o Poço de Acesso à Galeria de Drenagem são estáveis em todas as verificações, atendendo aos coeficientes de segurança definidos nos Critérios de Projeto da UHE Itaocara I.

As Lajes Centrais das Áreas de Montagem AM1 e AM2 e o Bloco Lateral são estáveis em todas estas verificações considerando a adoção de barras de ancoragem.



**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

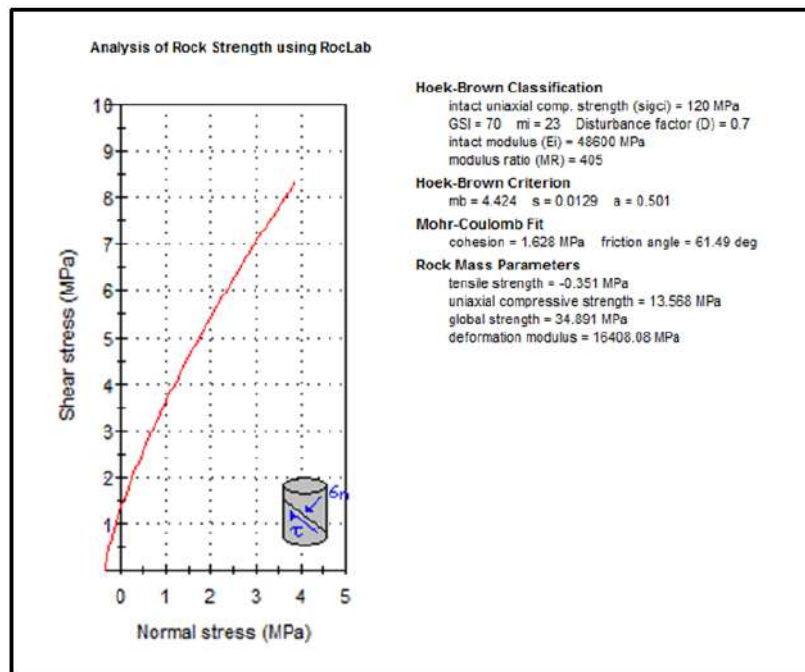


FIGURA 1 – Análise de Resistência do Maciço de Fundação esperado para as estruturas de concreto da UHE Itaocara I, utilizando o *software RocLab*.

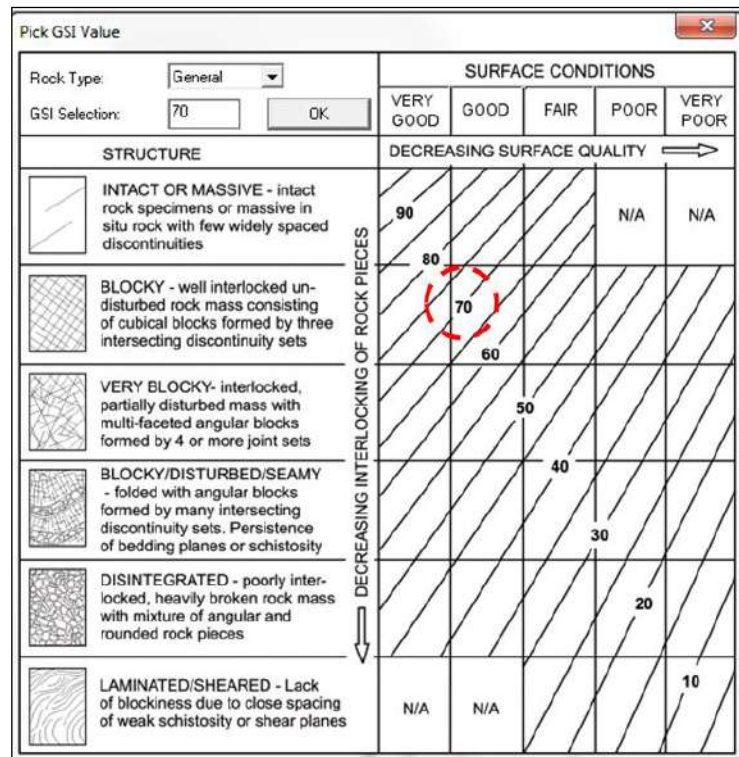


FIGURA 2 – Classificação geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação previsto para as estruturas de concreto da Casa de Força e Descarregador de Fundo (Fonte: RocLab, 2007 – Versão 1.031).

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.

UHE ITAOCARA I

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.

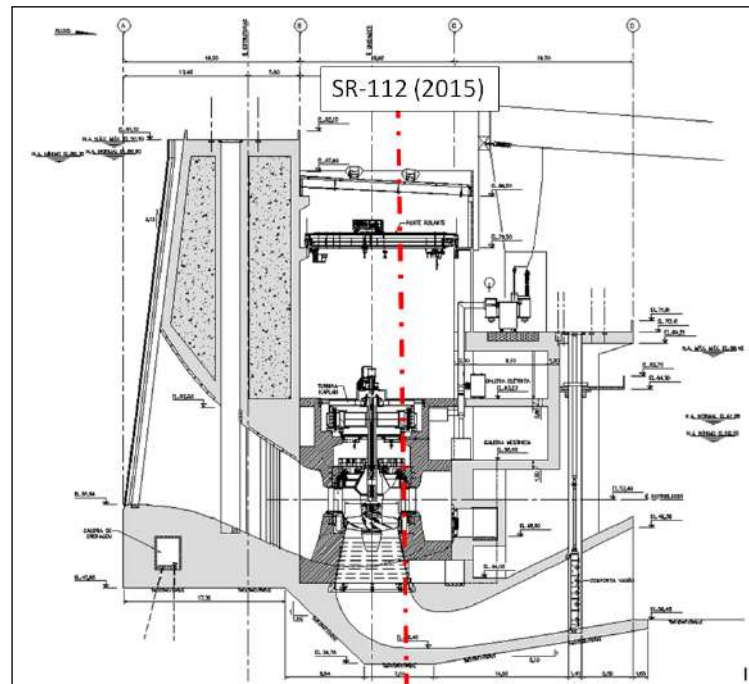


FIGURA 5 – Seção longitudinal típica da Tomada de Água/Casa de Força considerada na Memória de cálculo de estabilidade da estrutura.



FOTO 2 – 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



UHE ITAOCARA I

(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.

PROJETO BÁSICO
DESCARREGADOR DE FUNDO
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

1	Emissão Final	SRP	RRB	MAI/16
Nº	Descrição	Prep.	Aprov.	Data
REVISÕES				
				
PROJETO BÁSICO				
				

UHE ITAOCARA I

Preparado	<u>SRP</u>	Aprov.	Marcelo K. Turqueti Gerente do Projeto	Nº VLB	Rev.
Conferido	<u>MMPS</u>			1530-IT-B-MC-V11-0003	1
Visto	<u>RRB</u>	Aprov.	José H. R. Lopes Resp. Técnico	Nº do Cliente	Rev.
Data	<u>MAI/16</u>		MG-12545/D		


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

PROJETO BÁSICO
DESCARREGADOR DE FUNDO
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 EXCEPCIONAL 3 – CCE3.....	16
3.5.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4.....	17
3.6.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1.....	19
3.7.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2.....	20
3.8.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3.....	21
4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	22
4.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN.....	22
4.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1.....	24
4.3.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2.....	26
4.4.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3.....	28
4.5.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4.....	30

UHE ITAOCARA I

4.6.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1	32
4.7.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2	34
4.8.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3	36
5	TENSÕES NA BASE	38
5.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN	39
5.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1	40
5.3.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2	41
5.4.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3	42
5.5.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4	43
5.6.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1	44
5.7.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2	45
5.8.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3	46
6	COEFICIENTES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS	48
6.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN	48
6.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1	48
6.3.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2	48
6.4.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3	49
6.5.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4	49
6.6.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1	49
6.7.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2	50
6.8.	CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3	50
7	CONCLUSÃO	50
ANEXO A – UHE ITAOCARA I – JUSTIFICATIVA SOBRE ADOÇÃO DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS NA INTERFACE ROCHA/CONCRETO		51

PROJETO BÁSICO
DESCARREGADOR DE FUNDO
ESTABILIDADE - MEMÓRIA DE CÁLCULO

1 INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVO

Esta memória de cálculo tem como objetivo apresentar a análise de estabilidade do Descarregador de Fundo da UHE Itaipava I.

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 “m²” e os volumes em “m³”.

1.3. COEFICIENTE DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO – CSF

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

Onde:

CSF – Coeficiente de segurança à flutuação;

ΣV – Somatório das forças gravitacionais;

ΣU – 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;

ΣM_E – Somatório dos momentos estabilizantes;

ΣM_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

<p>SEM COESÃO</p> $\frac{\sum N_i T g \phi_i}{\sum T_i} \geq CSD_\phi$	<p>COM COESÃO</p> $\frac{\frac{\sum N_i t g \phi_i}{CSD_\phi} + \frac{\sum C_i A_i}{CSD_c}}{\sum T_i} \geq 1,0$
--	---

Onde:

CSD_ϕ – Coeficiente de ponderação relativo ao atrito;

CSD_c – Coeficiente de ponderação relativo à coesão;

N_i – Força normal à superfície de escorregamento em análise;

ϕ_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.

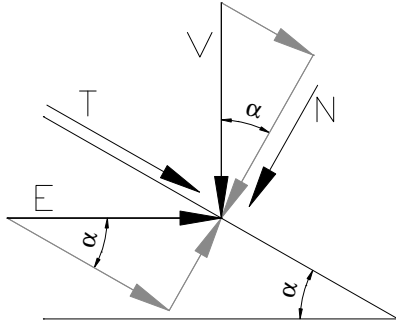
Coeficientes de segurança	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
CSD_c	3,00	1,50	1,30	2,00
CSD_ϕ	1,50	1,10	1,10	1,30

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:

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

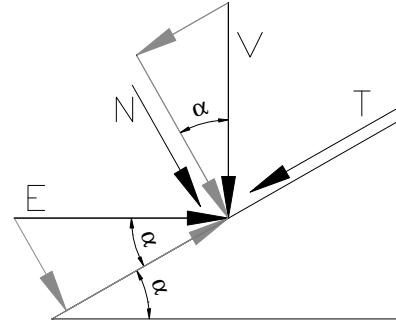
As forças normais (N) e tangenciais (T) dependem do sentido de inclinação do plano em que atuam e são obtidas a partir das forças verticais e horizontais pelas expressões:



Plano Descendente

$$N = V \times \cos\alpha - E \times \text{sen}\alpha$$

$$T = V \times \text{sen}\alpha + E \times \cos\alpha$$



Plano Ascendente

$$N = V \times \cos\alpha + E \times \text{sen}\alpha$$

$$T = -V \times \text{sen}\alpha + E \times \cos\alpha$$

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.

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

- 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): $\gamma_{CCV} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

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

Para as estruturas providas de sistema de drenagem, 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.

Nos pontos situados entre as extremidades de montante e de jusante, os valores da subpressão deverão ser ajustados aos seguintes critérios:

Drenos Operantes

Na linha de drenos será igual à coluna de água correspondente ao nível de jusante acrescido de 1/3 da diferença entre as pressões de água de montante e de jusante, isto é:

$$H_d = H_j + \frac{H_m - H_j}{3}$$

Se o piso da galeria estiver situado acima do nível de água de jusante, a pressão na linha de drenos será calculada como se o nível de jusante seja coincidente com o piso da galeria.

Drenos Inoperantes

A pressão varia linearmente entre os valores de Hm e Hj, definidos e localizados nas mesmas condições do item anterior.

Para o caso específico de arranjo da estrutura vertente da UHE Itaipava I, que possui uma calha (laje de fundo e muros laterais) à jusante da estrutura do Descarregador de Fundo, provida de um sistema de drenos meia cana em contato com a rocha de fundação e ainda considerando que a localização da mesma encontra-se fora da região do barramento, ou seja, o nível de água de jusante do barramento circunda as laterais da calha causando influência na sua subpressão, será admitida a seguinte configuração para a linha piezométrica:

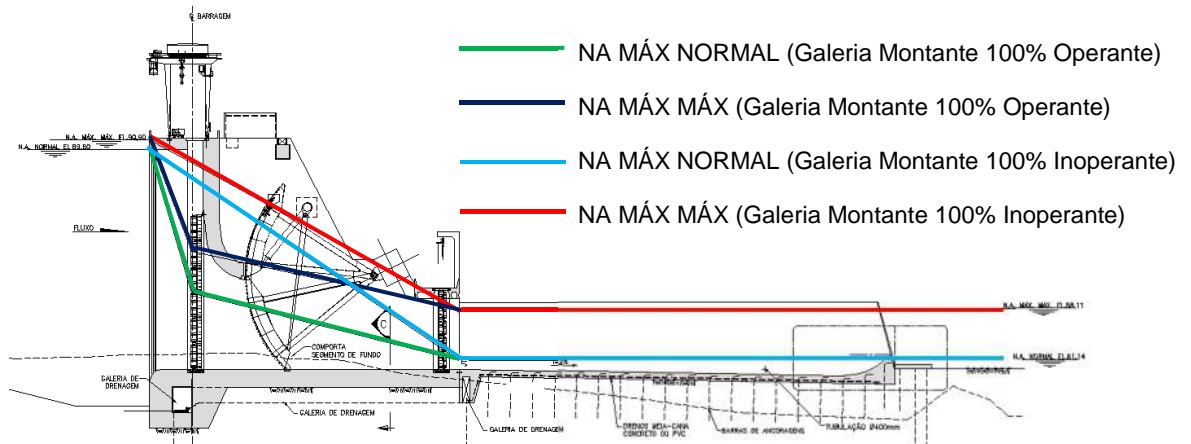


Figura – Descarregador de Fundo – Linha Piezométrica

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/s².

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.

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

Onde:

λ - Aceleração horizontal;

H - Profundidade máxima;

ω - 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-V11-0001 e 0002 - Projeto Básico - Descarregador de Fundo - Arranjo – Plantas e Cortes;

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

ELETROBRÁS. 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 do Descarregador de Fundo.

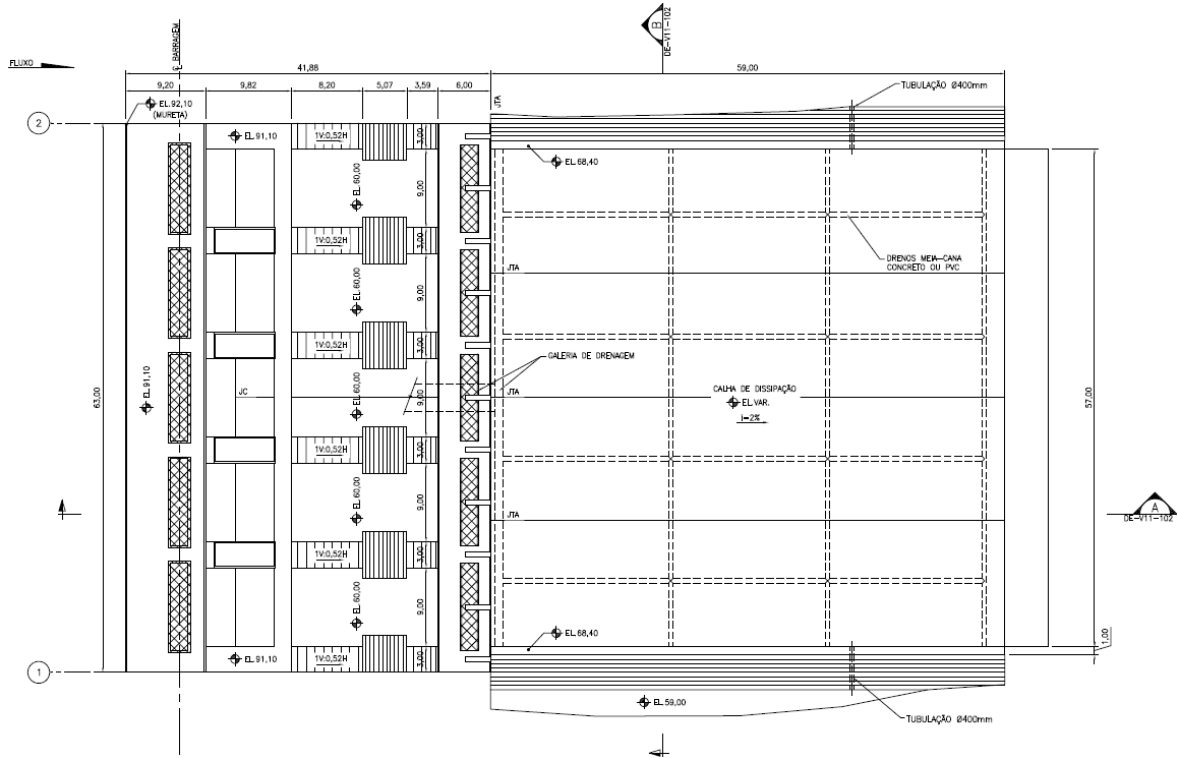


Figura – Descarregador de Fundo – Planta

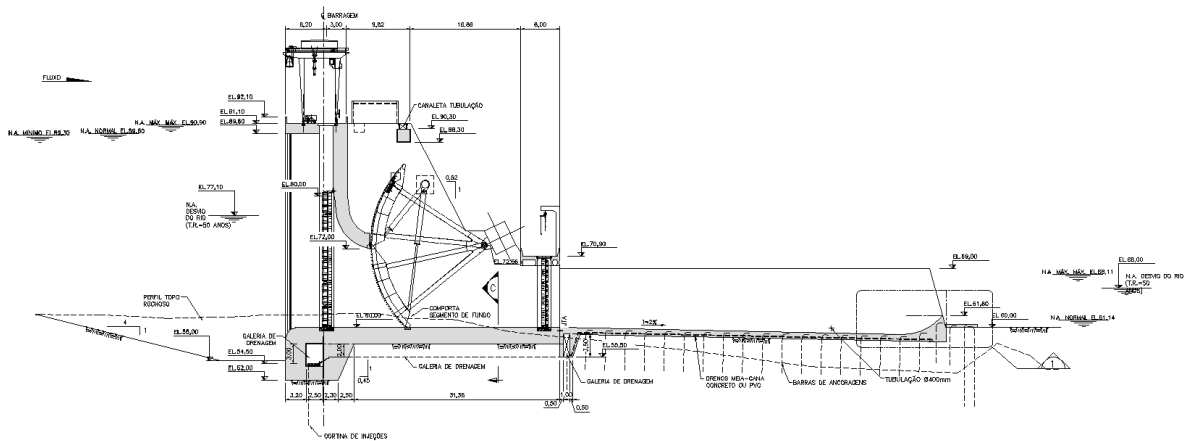


Figura – Descarregador de Fundo – Corte Longitudinal A

3 CASOS DE CARREGAMENTO

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

Caso de Carregamento	N.A. Montante	N.A. Jusante	Drenos	Observações
CCN	89,60	61,14	100% Operantes	-
CCE 1	90,90	68,11	100% Operantes	-
CCE 2	89,60	61,14	100% Inoperantes	-
CCE 3	89,60	61,14	100% Operantes	Sismo
CCE 4	89,60	61,14	100% Operantes	1 Vão ensecado
CCL 1	90,90	68,11	100% Inoperantes	-
CCL 2	90,90	68,11	100% Operantes	Sismo
CCL 3	89,60	61,14	100% Inoperantes	Sismo

- CCN – Caso de Carregamento Normal: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% operantes e comportas segmento fechadas;
- CCE1 – Caso de Carregamento Excepcional 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante, drenos 100% operantes e comportas segmento fechadas;
- CCE2 – Caso de Carregamento Excepcional 2: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% inoperantes e comportas segmento fechadas;
- CCE3 – Caso de Carregamento Excepcional 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% operantes, comportas segmento fechadas e efeito sísmico;
- CCE4 – Caso de Carregamento Excepcional 4: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% operantes, 4 comportas segmento fechadas e 1 vão com comportas ensecadeiras fechadas;
- CCL1 – Caso de Carregamento Limite 1: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante, drenos 100% inoperantes e comportas segmento fechadas;
- CCL2 – Caso de Carregamento Limite 2: Nível de água máximo maximorum (TR=10.000 anos) à montante e à jusante, drenos 100% operantes, comportas segmento fechadas e efeito sísmico;
- CCL3 – Caso de Carregamento Limite 3: Nível de água máximo normal à montante e à jusante, drenos 100% inoperantes, comportas segmento fechadas e efeito sísmico.

UHE ITAOCARA I

Apresenta-se no item 4, o cálculo da estabilidade do Descarregador de Fundo da UHE Itaipava I, conforme o modelo apresentado a seguir.

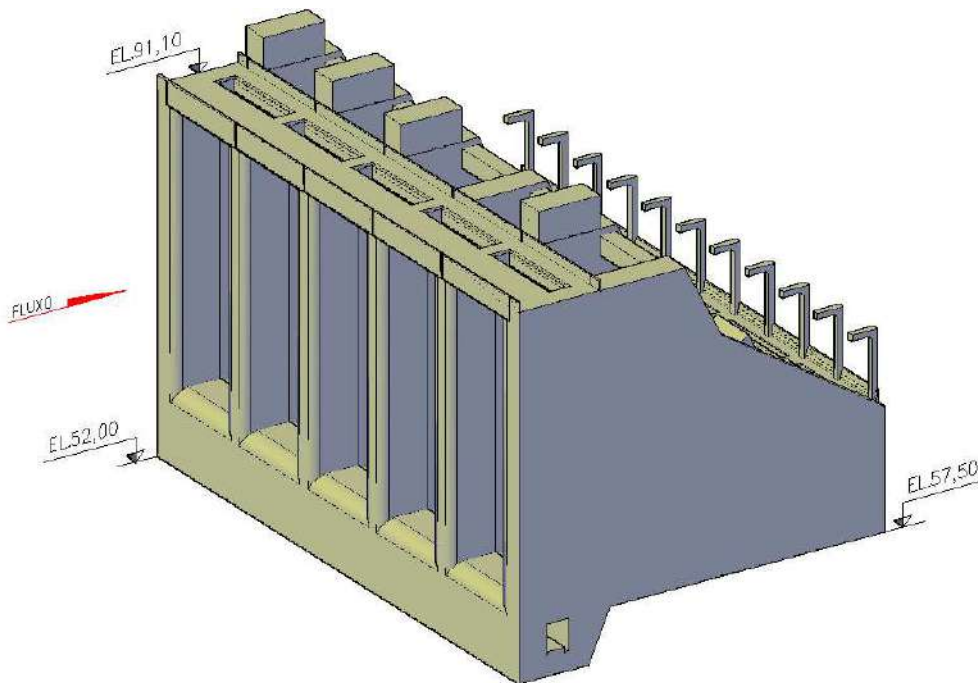


Figura – Descarregador de Fundo – Visualização 3D – Vista de montante

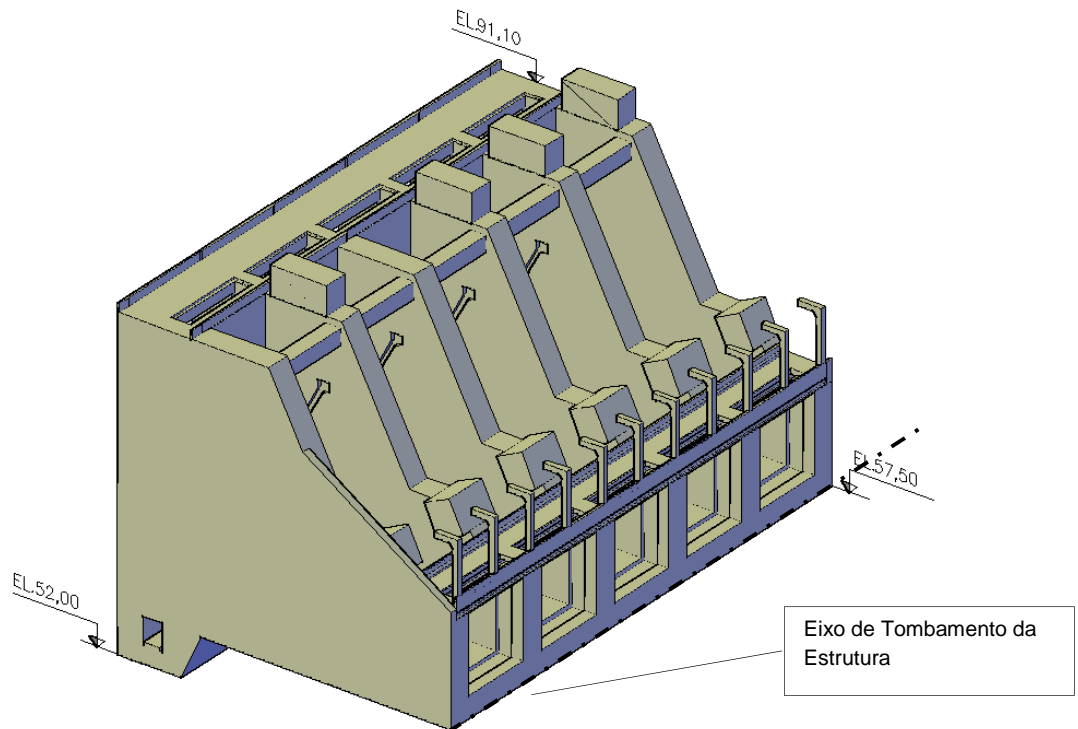


Figura – Descarregador de Fundo – Visualização 3D – Vista de jusante

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

Drenos 100% operantes e comportas segmento fechadas.

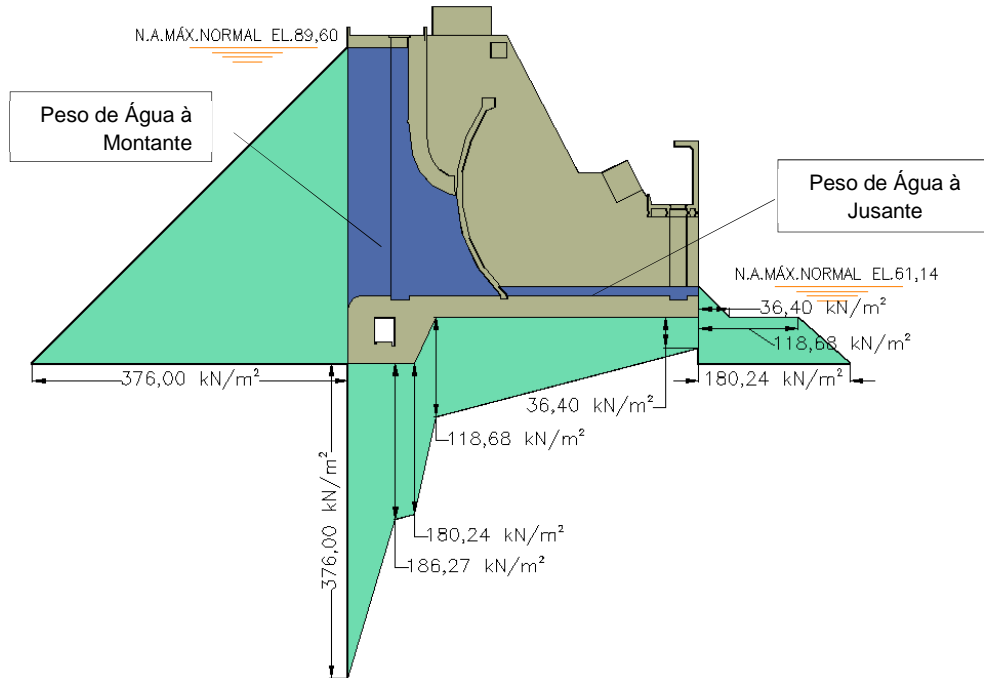


Figura – Carregamentos CCN – Seção

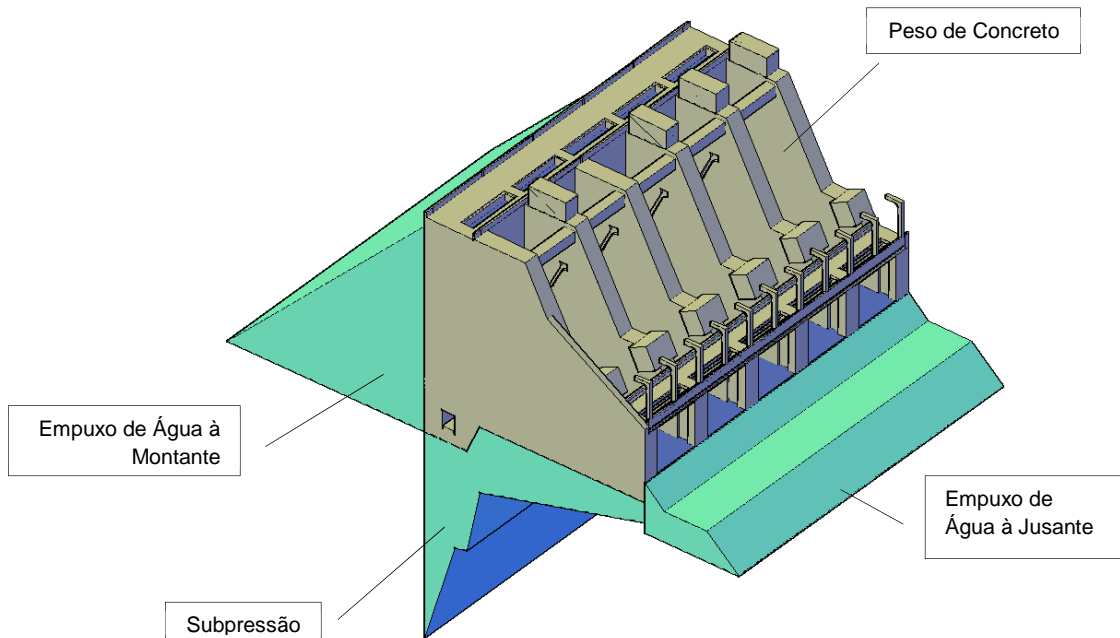


Figura – Carregamentos CCN – Visualização 3D

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

Drenos 100% operantes e comportas segmento fechadas.

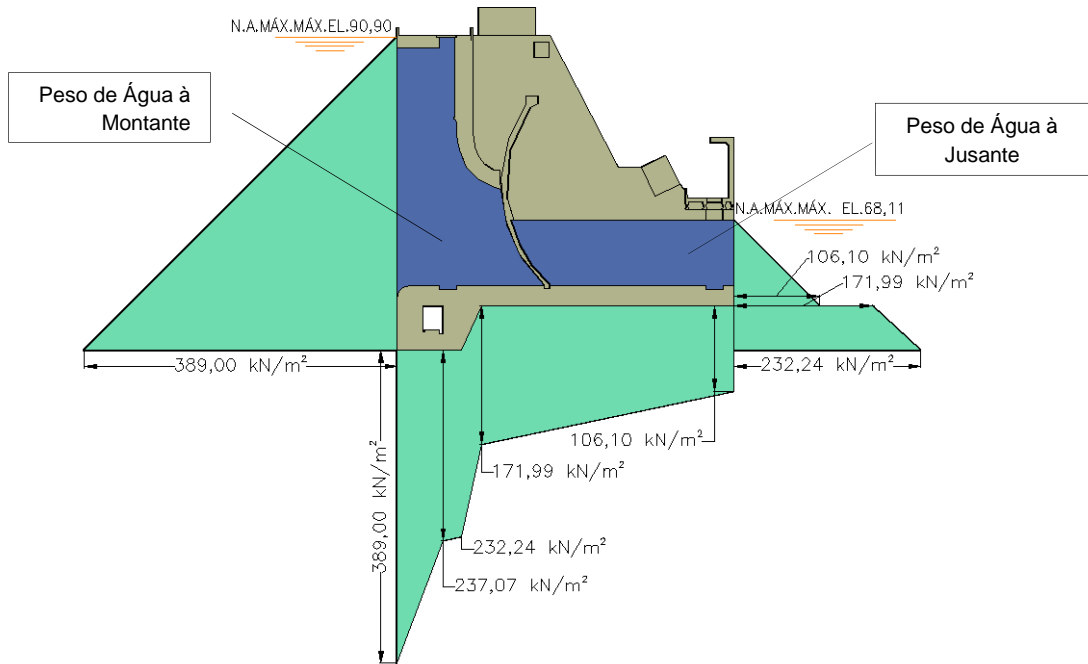


Figura – Carregamentos CCE1 – Seção

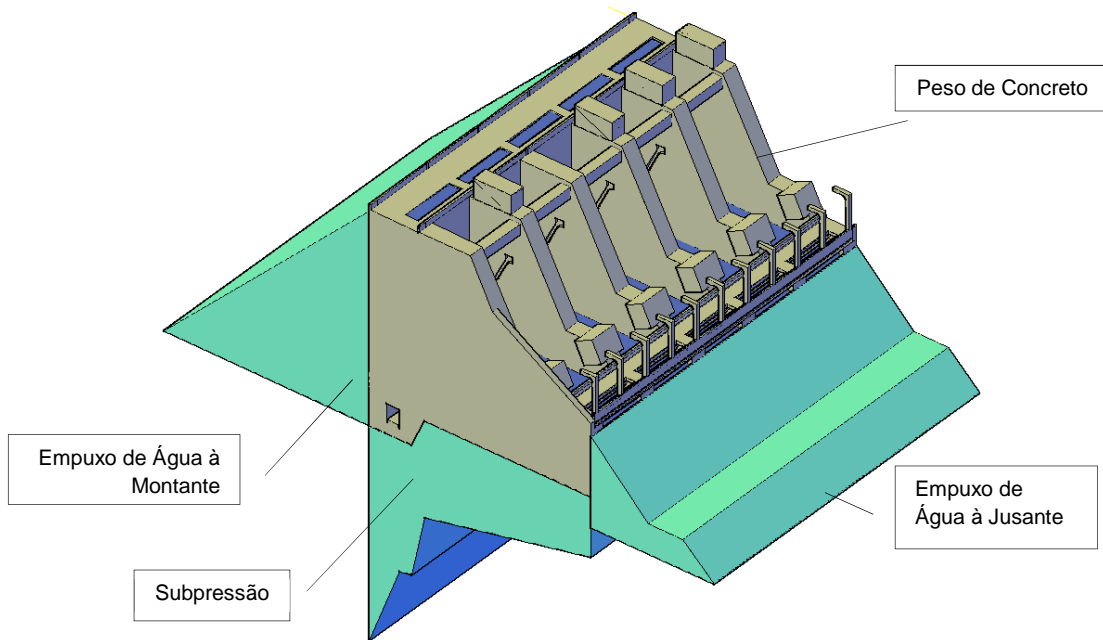


Figura – Carregamentos CCE1 – Visualização 3D

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

Drenos 100% inoperantes e comportas segmento fechadas.

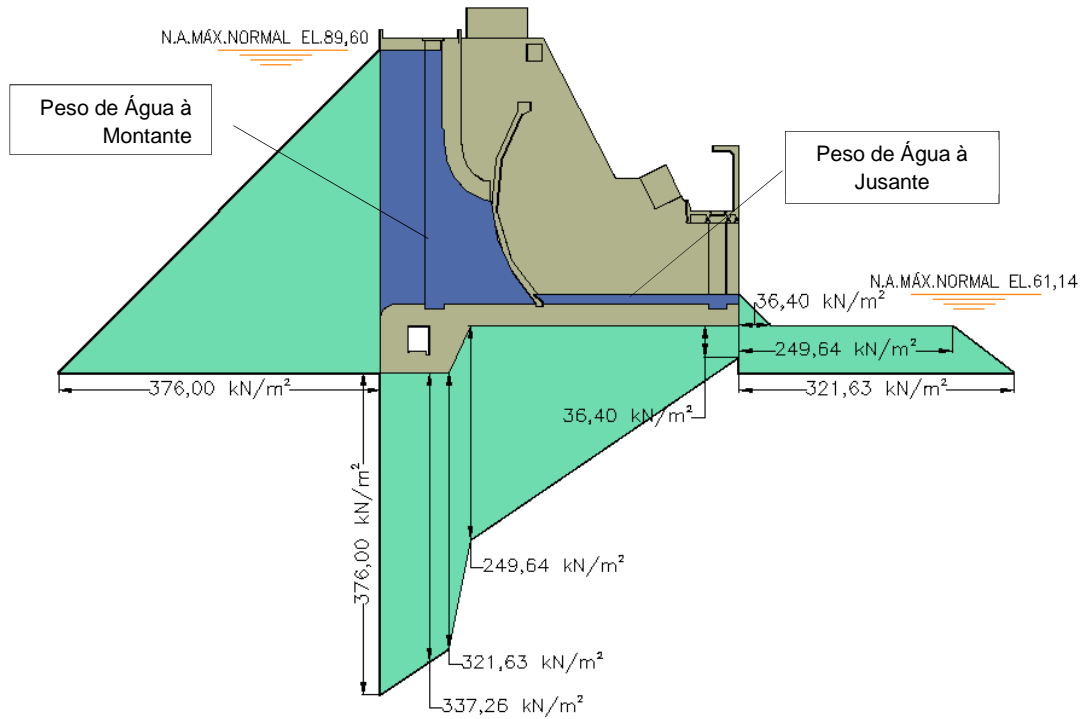


Figura – Carregamentos CCE2 – Seção

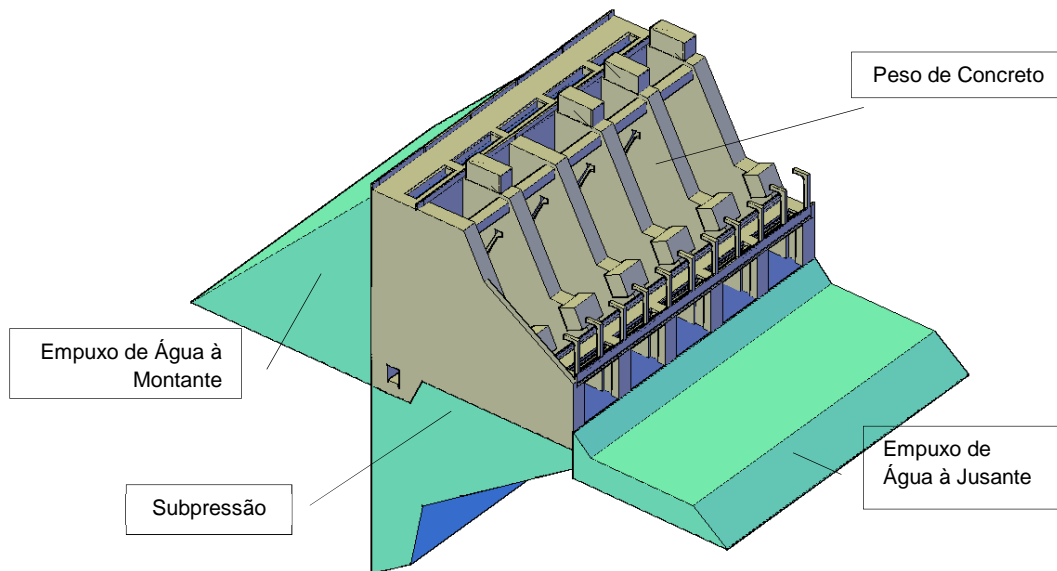


Figura – Carregamentos CCE2 – Visualização 3D

3.4. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes e comportas segmento fechadas.

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

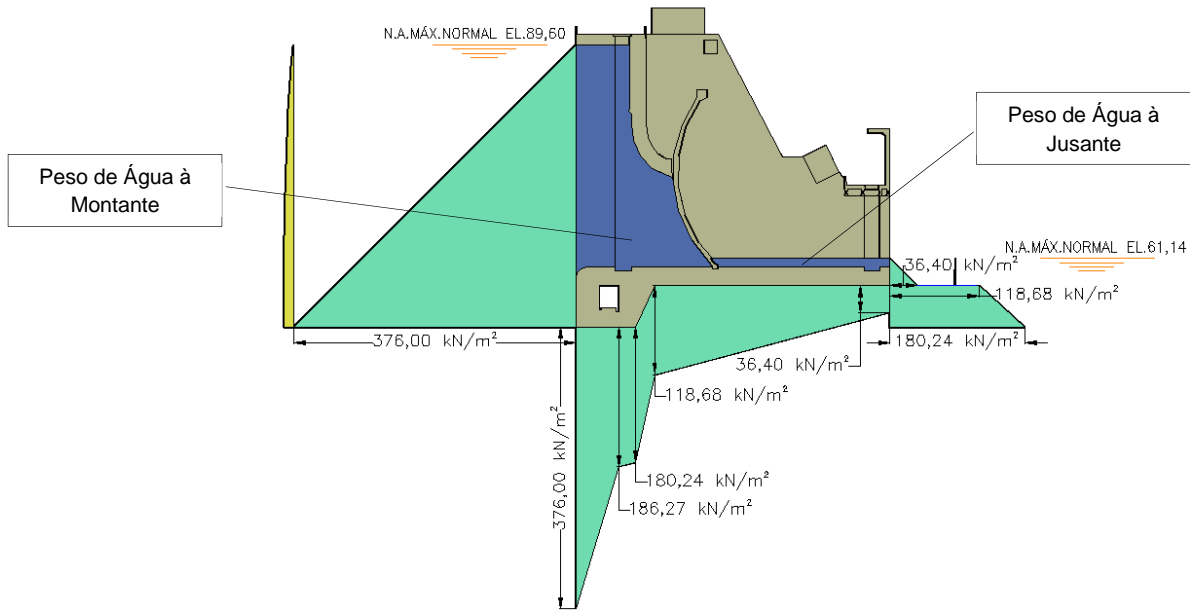


Figura – Carregamentos CCE3 – Seção

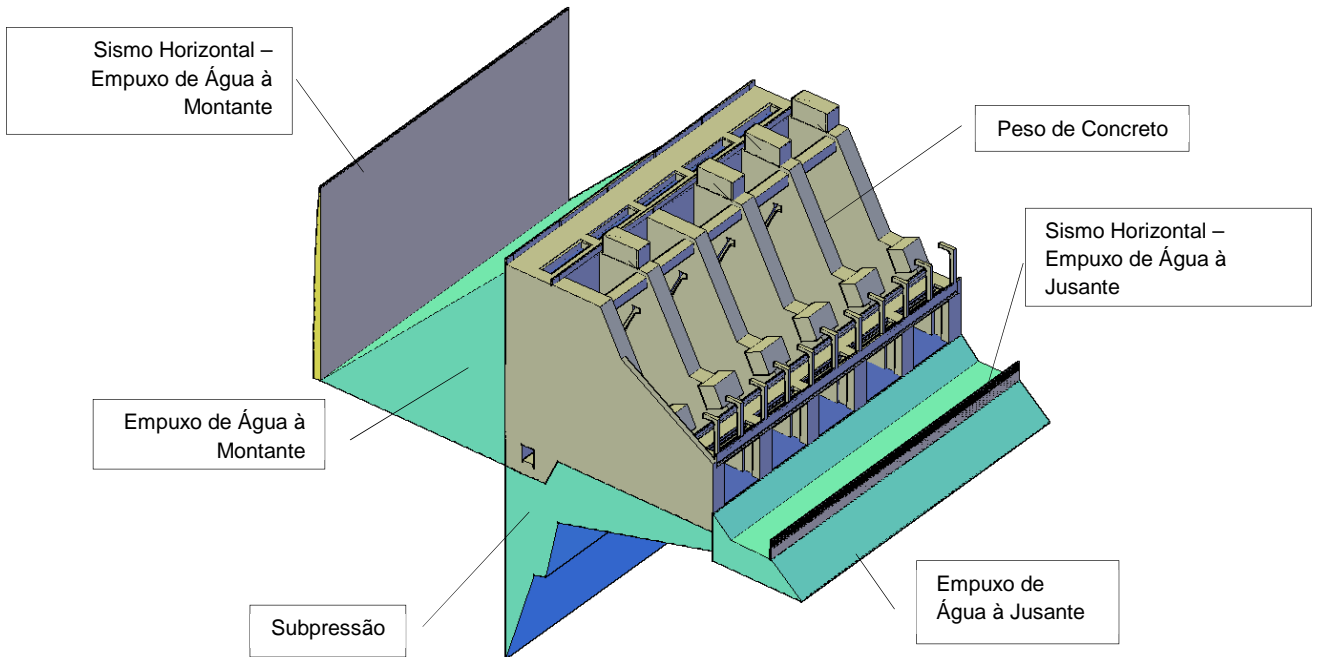


Figura – Carregamentos CCE3 – Visualização 3D

3.5. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% operantes; quatro comportas segmento fechadas e 1 vão ensecado.

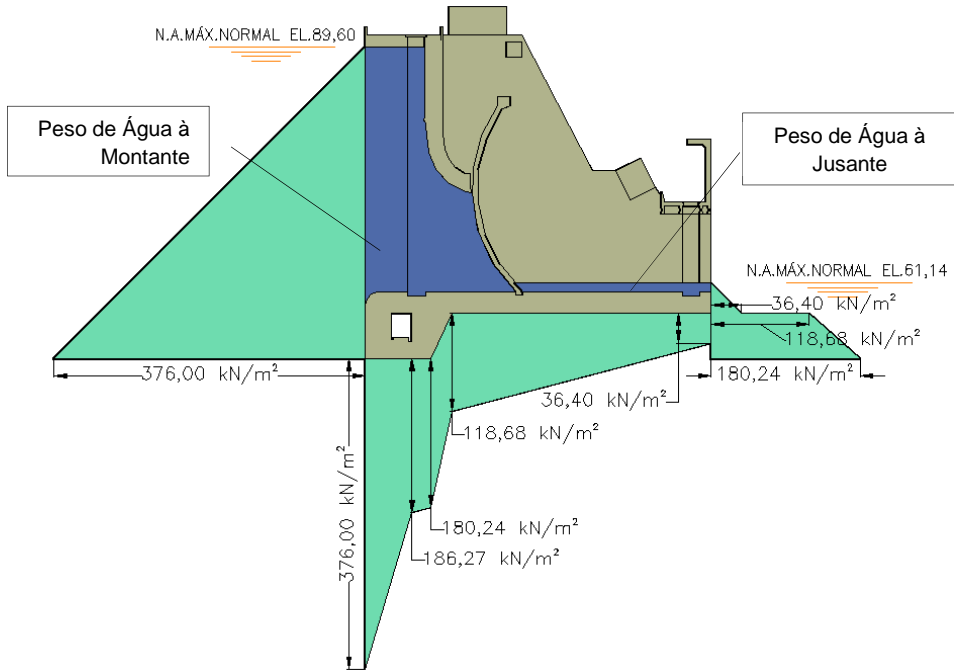


Figura – Carregamentos CCE4 – Seção

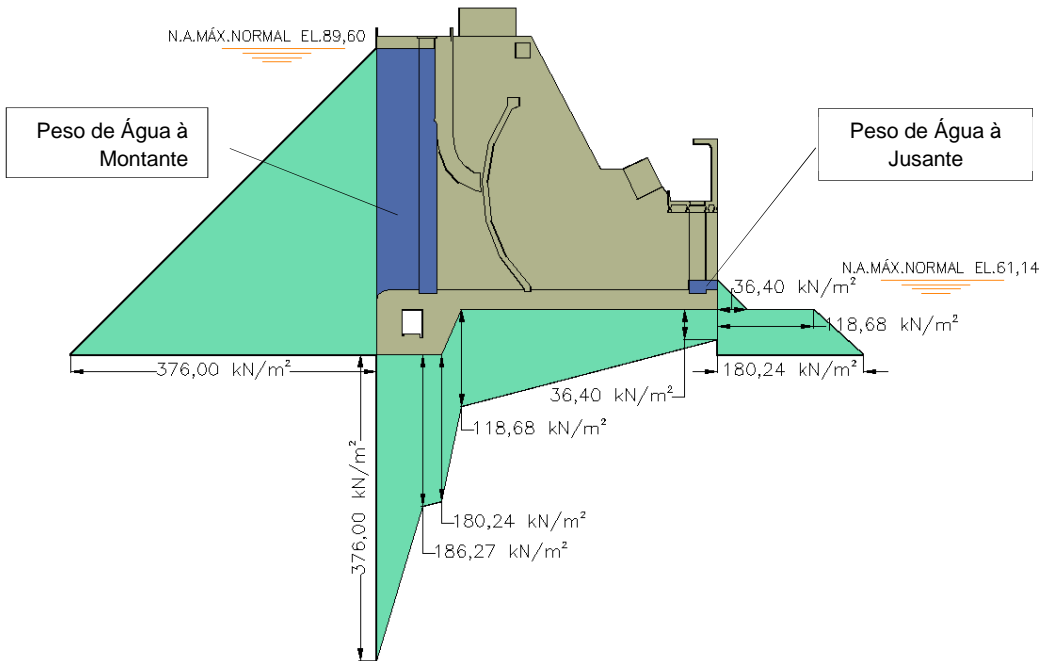


Figura – Carregamentos CCE4 – Seção pelo vão ensecado

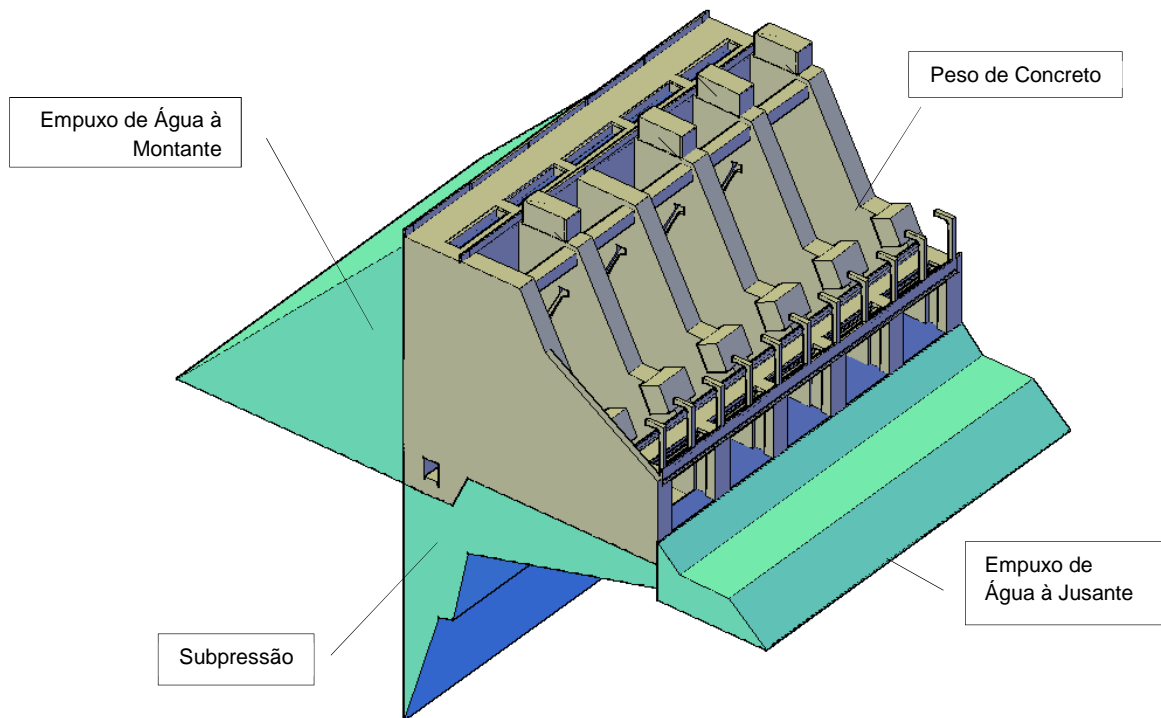


Figura – Carregamentos CCE4 – Visualização 3D

UHE ITAOCARA I

3.6. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

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

Drenos 100% inoperantes e comportas segmento fechadas.

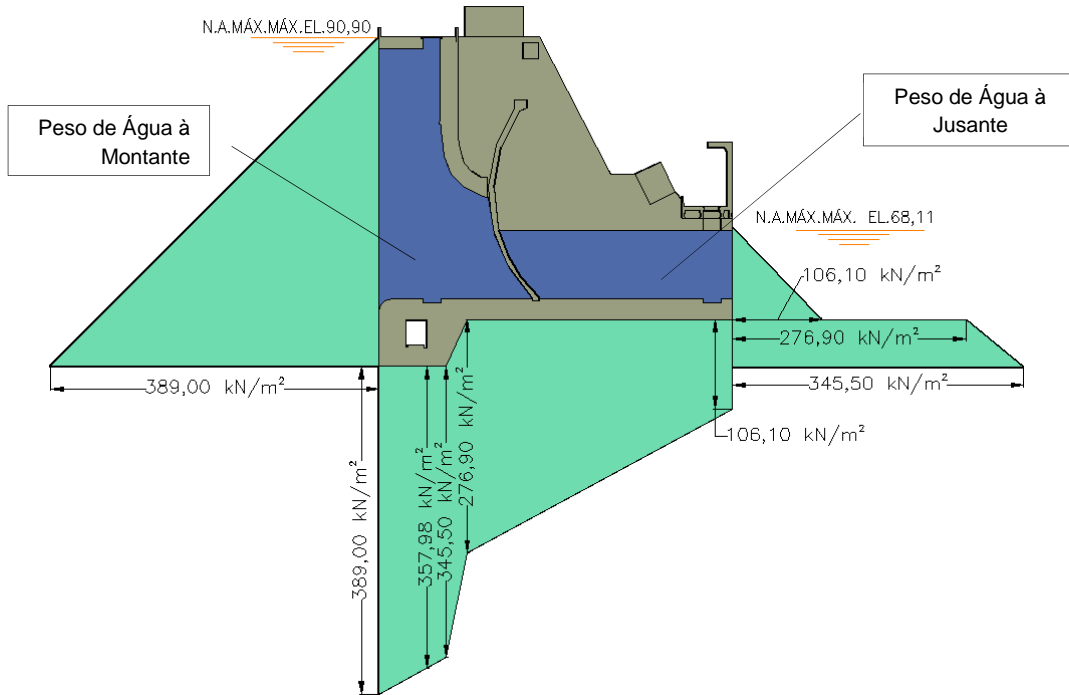


Figura – Carregamentos CCL1 – Seção

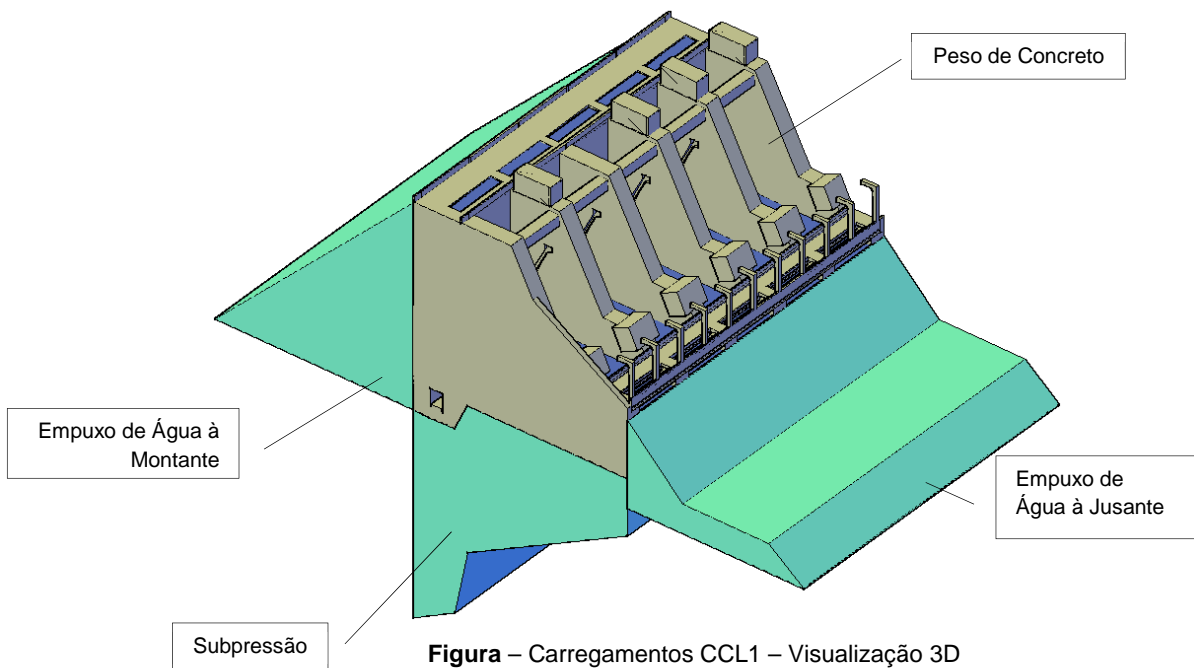


Figura – Carregamentos CCL1 – Visualização 3D

3.7. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

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

Drenos 100% operantes e comportas segmento fechadas.

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

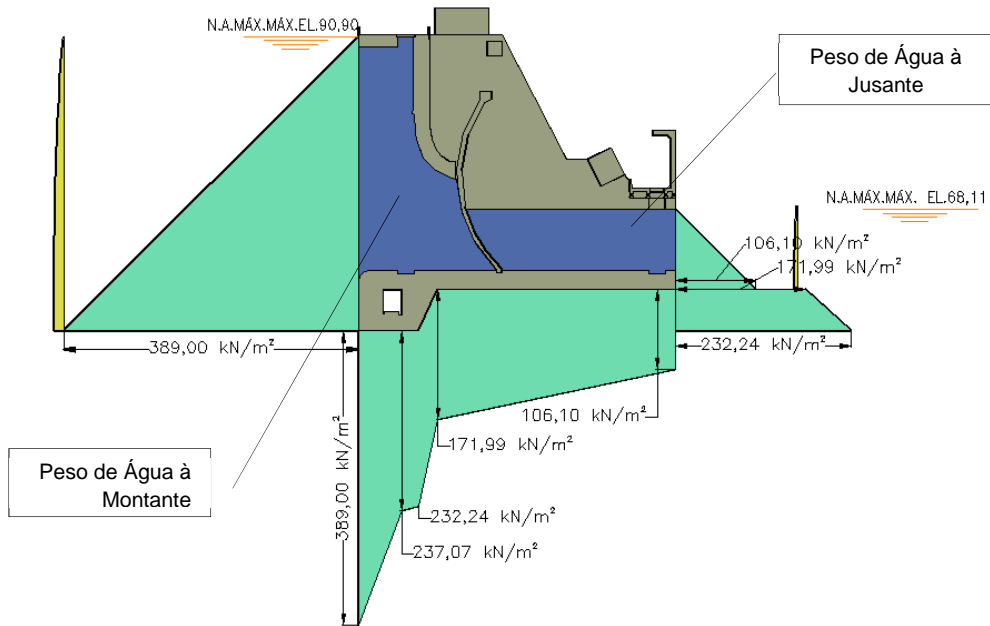


Figura – Carregamentos CCL2 – Seção

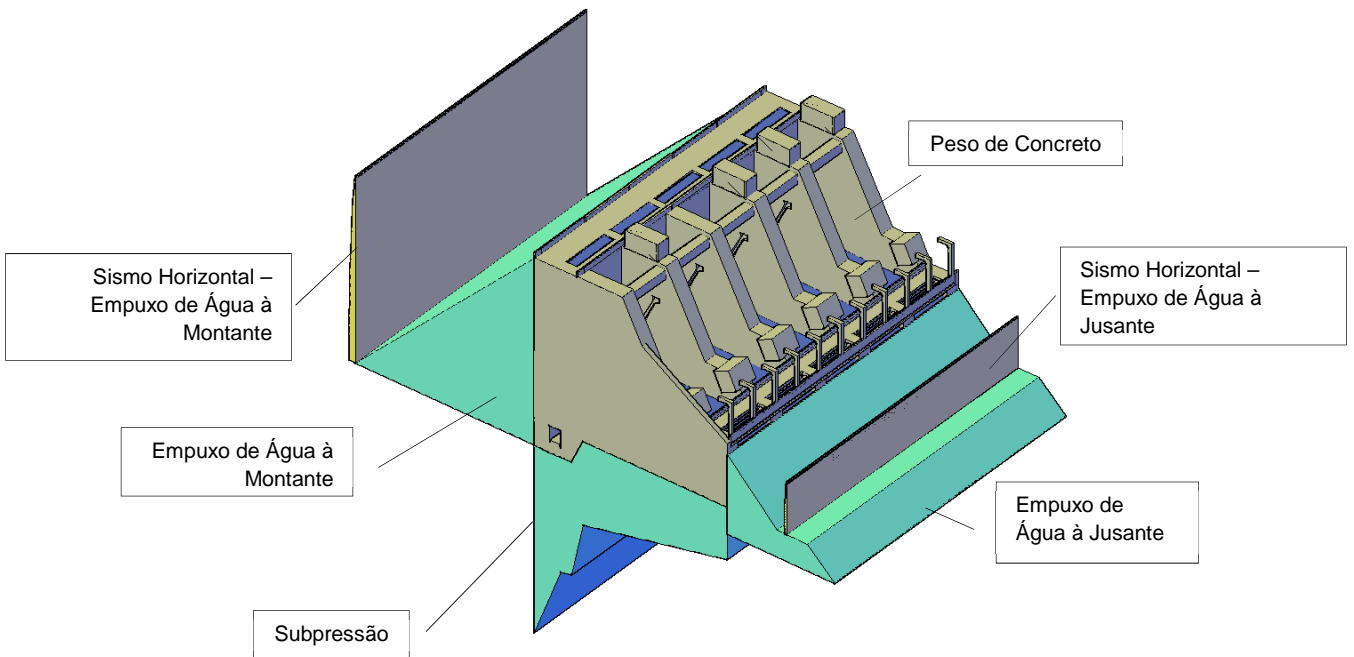


Figura – Carregamentos CCL2 – Visualização 3D

3.8. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

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

N.A. Máximo Normal à Jusante: 61,14 m

Drenos 100% inoperantes e comportas segmento fechadas.

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

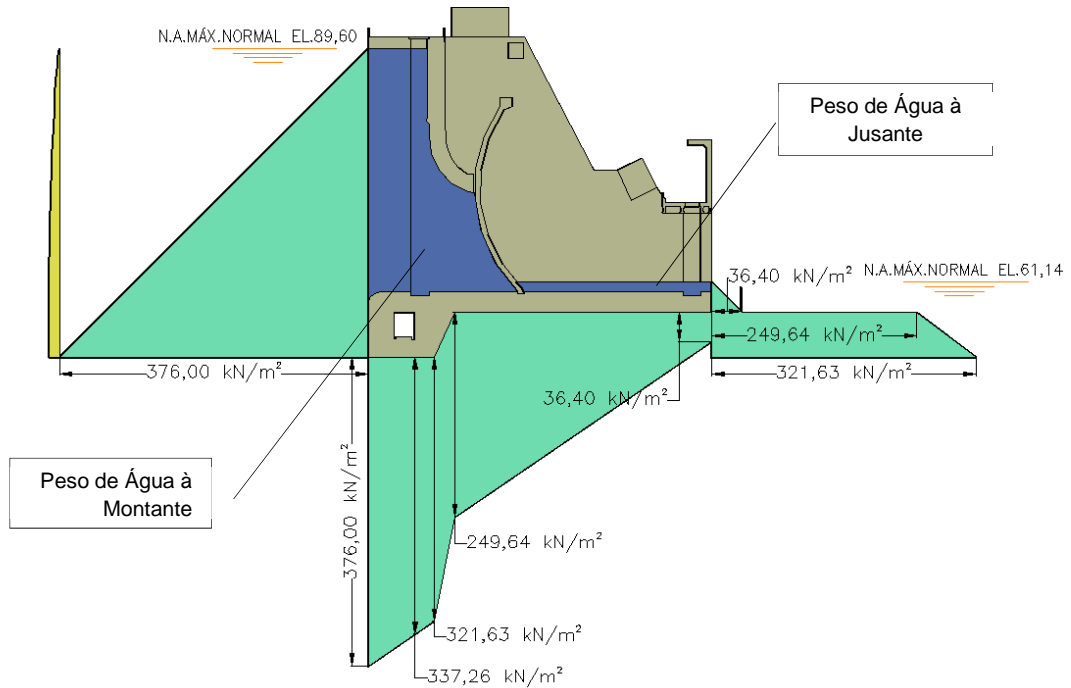


Figura – Carregamentos CCL3 – Seção

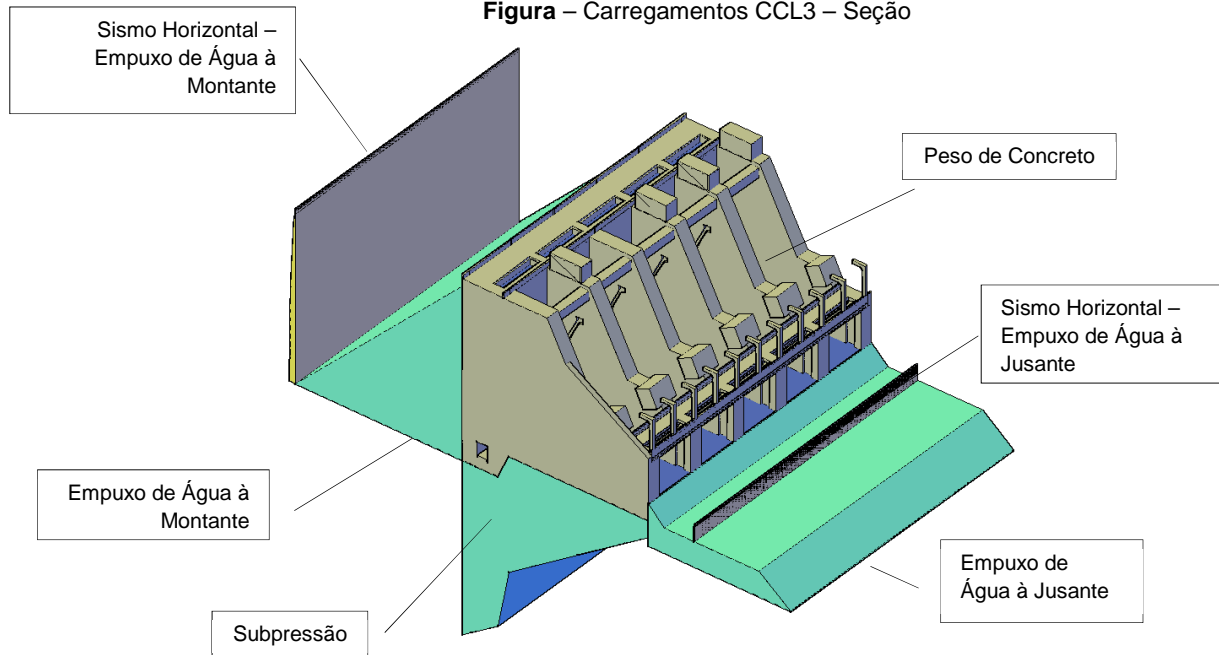


Figura – Carregamentos CCL3 – Visualização 3D

4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Para as hipóteses de Carregamento Normal (CCN), Carregamentos Excepcionais (CCE1, CCE2, CCE3 e CCE4) e Carregamentos Limites (CCL1, CCL2 e CCL3) 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 - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00	V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	14.543,57	10,00	V ₂ = -145.435,70	35,99		M ₂ = 5.234.230,84
Peso de Água à Jusante	1.257,21	10,00	V ₃ = -12.572,10	11,16		M ₃ = 140.304,64
Empuxo de Água à Montante	44.533,44	10,00	T ₁ = 445.334,40		7,03	M ₄ = -3.130.700,83
Empuxo de Água à Jusante	5.596,08	10,00	T ₂ = -55.960,80		2,63	M ₅ = -147.176,90
Subpressão	30.434,04	10,00	U = 304.340,40	27,94		M ₆ = -8.503.270,78

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 41,88$ $Y_t = 5,50$

$\Sigma V = V_1 + V_2 + V_3$	853.450,76 kN	$\Sigma M_E = M_1 + M_2 + M_3$	
$\Sigma U =$	304.340,40 kN	$\Sigma M_E =$	23.184.829,68 kNxm
$\Sigma V - \Sigma U =$	549.110,36 kN	$\Sigma M_T = M_4 + M_5 + M_6$	
$\Sigma T_{1, \text{MONTANTE}} = T_1$	445.334,40 kN	$\Sigma M_T =$	11.781.148,51 kNxm
$\Sigma T_{1, \text{JUSANTE}} = T_2$	55.960,80 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\Sigma V}{\Sigma U}$	=	2,80	> 1,30 OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_T}$	=	1,97	> 1,50 OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	52.870,74	44.970,20	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	22.840,53	18.145,87	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	62.371,02	50.385,62	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	411.017,13	275.838,57	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	52.870,74	44.970,20
2 - 3	22.840,53	18.145,87
3 - 4	71.678,69	-35.930,76
4 - 5	411.017,13	275.838,57
Σ	558.407,09	303.023,88

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)				$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,55	>	1,50
				OK

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL				
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	2,29	>	1,00
				OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²				$\phi = 40^\circ$ FSD $\emptyset = 1,50$ FSDc = 3,00 A _i = 2.861,56 m ²

UHE ITAOCARA I

4.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)²		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00	V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	14.675,09	10,00	V ₂ = -146.750,90	35,99		M ₂ = 5.281.564,89
Peso de Água à Jusante	9.512,21	10,00	V ₃ = -95.122,10	12,73		M ₃ = 1.210.904,33
Empuxo de Água à Montante	47.666,12	10,00	T ₁ = 476.661,20		7,47	M ₄ = -3.560.659,16
Empuxo de Água à Jusante	10.549,21	10,00	T ₂ = -105.492,10		0,73	M ₅ = -77.009,23
Subpressão	45.312,60	10,00	U = 453.126,00	24,93		M ₆ = -11.296.431,18

PONTO DE TOMBAMENTO $x_t = 41,88$ $y_t = 5,50$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3$	937.315,96 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3$
$\sum U =$	453.126,00 kN	$\sum M_E = 24.302.763,43$ kNxm
$\sum V - \sum U =$	484.189,96 kN	
$\sum T_{1, \text{MONTANTE}} = T_1$	476.661,20 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_6$
$\sum T_{1, \text{JUSANTE}} = T_2$	105.492,10 kN	$\sum M_T = 14.934.099,58$ kNxm

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,07 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,63 > 1,20	OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	36.183,37	40.612,72	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	16.909,39	16.387,59	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	48.055,96	47.216,04	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	383.024,47	266.901,65	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	36.183,37	40.612,72
2 - 3	16.909,39	16.387,59
3 - 4	62.869,60	-24.210,40
4 - 5	383.024,47	266.901,65
Σ	498.986,83	299.691,57

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,40 > 1,10	OK

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}\emptyset \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \times \sum T_i}$	=	3,82 > 1,00	OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,50 A _i = 2.861,56 m ²

UHE ITAOCARA I

4.3. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00	V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	14.543,57	10,00	V ₂ = -145.435,70	35,99		M ₂ = 5.234.230,84
Peso de Água à Jusante	1.257,21	10,00	V ₃ = -12.572,10	11,15		M ₃ = 140.178,92
Empuxo de Água à Montante	44.533,44	10,00	T ₁ = 445.334,40		7,03	M ₄ = -3.130.700,83
Empuxo de Água à Jusante	10.314,71	10,00	T ₂ = -103.147,10		2,70	M ₅ = -278.497,17
Subpressão	50.354,05	10,00	U = 503.540,50	27,18		M ₆ = -13.686.230,79

PONTO DE TOMBAMENTO $x_t = 41,88$ $y_t = 5,50$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3$	853.450,76 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3$	
$\sum U =$	503.540,50 kN	$\sum M_E =$	23.184.703,96 kNxm
$\sum V - \sum U =$	349.910,26 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_6$	
$\sum T_{1, \text{MONTANTE}} = T_1$	445.334,40 kN	$\sum M_T =$	17.095.428,79 kNxm
$\sum T_{1, \text{JUSANTE}} = T_2$	103.147,10 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,69	> 1,10 OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,36	> 1,20 OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	14.908,17	35.901,89	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	8.740,32	14.486,73	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	27.252,94	42.973,57	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	298.989,03	248.764,83	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	14.908,17	35.901,89
2 - 3	8.740,32	14.486,73
3 - 4	50.399,05	-7.027,58
4 - 5	298.989,03	248.764,83
Σ	373.036,57	292.125,86

DESLIZAMENTO - FSD ϕ - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,07 < 1,10	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{CSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{CSD}_c \times \sum T_i}$	=	1,00 > 1,00	OK
<p>A COESÃO NECESSÁRIA É C = 4 kN/m²</p> <p>A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²</p>			<p>$\phi = 40^\circ$</p> <p>FSDϕ = 1,10</p> <p>FSD_c = 1,50</p> <p>A_i = 2.861,56 m²</p>

DESLIZAMENTO - FSD _c - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD}_{\phi} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD}_c \times \sum T_i}$	=	3,59 > 1,00	OK
<p>A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m²</p>			<p>$\phi = 40^\circ$</p> <p>FSDϕ = 1,10</p> <p>FSD_c = 1,50</p> <p>A_i = 2.861,56 m²</p>

UHE ITAOCARA I

4.4. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00		V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	14.543,57	10,00		V ₂ = -145.435,70	35,99		M ₂ = 5.234.230,84
Peso de Água à Jusante	1.257,21	10,00		V ₃ = -12.572,10	11,15		M ₃ = 140.178,92
Empuxo de Água à Montante	44.533,44	10,00		T ₁ = 445.334,40		7,03	M ₄ = -3.130.700,83
Empuxo de Água à Jusante	5.596,08	10,00		T ₂ = -55.960,80		2,63	M ₅ = -147.176,90
Sismo Horizontal - Peso de Concreto	28.976,79	24,00	0,05	T ₃ = 34.772,15		11,59	M ₆ = -403.009,20
Sismo Vertical - Peso de Concreto	28.976,79	24,00	0,03	V ₄ = 20.863,29	25,61		M ₇ = -534.308,83
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	14.543,57	10,00	0,03	V ₅ = 4.363,07	35,99		M ₈ = -157.026,93
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	1.257,21	10,00	0,03	V ₆ = 377,16	11,15		M ₉ = -4.205,37
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante	2.322,97	10,00	1,00	T ₄ = 23.229,70		9,60	M ₁₀ = -223.005,12
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	21,77	10,00	1,00	T ₅ = 217,70		1,46	M ₁₁ = -317,84
Subpressão	30.434,04	10,00		U = 304.340,40	27,94		M ₁₂ = -8.503.270,78

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 41,88$ $Y_t = 5,50$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6$	827.847,24 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3$	
$\sum U =$	304.340,40 kN	$\sum M_E =$	23.184.703,96 kNxm
$\sum V - \sum U =$	523.506,84 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12}$	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5$	503.553,95 kN	$\sum M_T =$	13.103.021,79 kNxm
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} = T_2$	55.960,80 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,72 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,77 > 1,20	OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	37.545,65	49.336,34	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	17.794,63	19.907,65	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	50.910,11	57.068,31	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	417.237,23	321.222,33	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	37.545,65	49.336,34
2 - 3	17.794,63	19.907,65
3 - 4	73.019,84	-22.731,82
4 - 5	417.237,23	321.222,33
Σ	545.597,35	367.734,49

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)				$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,24	>	1,10
				OK

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL				
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\sum T_i}$	=	3,21	>	1,00
				OK
				$\phi = 40^\circ$
				FSD $\emptyset = 1,10$
				FSDc = 1,50
				$A_i = 2.861,56 \text{ m}^2$
				A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²

UHE ITAOCARA I

4.5. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO CCE 4 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - 1 VÃO ENSECADO						
ESFORÇOS	VOLUME (m³)	γ (kN/m³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m)*		MOMENTO (kNxm)
				e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00	V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	13.677,64	10,00	V ₂ = -136.776,40	36,31		M ₂ = 4.966.351,08
Peso de Água à Jusante	1.054,11	10,00	V ₃ = -10.541,10	10,73		M ₃ = 113.106,00
Empuxo de Água à Montante	44.533,44	10,00	T ₁ = 445.334,40		7,03	M ₄ = -3.130.700,83
Empuxo de Água à Jusante	5.596,08	10,00	T ₂ = -55.960,80		2,63	M ₅ = -147.176,90
Subpressão	30.434,04	10,00	U = 304.340,40	27,94		M ₆ = -8.503.270,78

PONTO DE TOMBAMENTO $x_t = 41,88$ $y_t = 5,50$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3$	842.760,46 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3$	
$\sum U =$	304.340,40 kN	$\sum M_E =$	22.889.751,29 kNxm
$\sum V - \sum U =$	538.420,06 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_6$	
$\sum T_{1, \text{MONTANTE}} = T_1$	445.334,40 kN	$\sum M_T =$	11.781.148,51 kNxm
$\sum T_{1, \text{JUSANTE}} = T_2$	55.960,80 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,77 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,94 > 1,20	OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCE 4 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - 1 VÃO ENSECADO					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	50.642,49	44.754,97	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	22.024,72	18.059,02	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	60.359,37	50.307,94	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	405.381,94	276.216,48	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	50.642,49	44.754,97
2 - 3	22.024,72	18.059,02
3 - 4	70.775,55	-34.131,57
4 - 5	405.381,94	276.216,48
Σ	548.824,69	304.898,90

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)				$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,51	>	1,10
				OK

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL				
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSD} \times \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSD} \times \sum T_i}$	=	3,88	>	1,00
				OK
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²				$\phi = 40^\circ$ FSD $\emptyset = 1,10$ FSDc = 1,50 A _i = 2.861,56 m ²

UHE ITAOCARA I

4.6. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
ESFORÇOS	VOLUME (m ³)	γ (kN/m ³)	FORÇA (kN)	EXCENTRICIDADE (m) ²		MOMENTO (kNxm)
				e _X	e _Y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00	V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	14.675,09	10,00	V ₂ = -146.750,90	35,99		M ₂ = 5.281.564,89
Peso de Água à Jusante	9.512,21	10,00	V ₃ = -95.122,10	12,73		M ₃ = 1.210.904,33
Empuxo de Água à Montante	47.666,12	10,00	T ₁ = 476.661,20		7,47	M ₄ = -3.560.659,16
Empuxo de Água à Jusante	14.327,77	10,00	T ₂ = -143.277,70		1,27	M ₅ = -181.962,68
Subpressão	61.264,00	10,00	U = 612.640,00	25,21		M ₆ = -15.444.654,40

PONTO DE TOMBAMENTO X_t = 41,88 Y_t = 5,50

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3$	937.315,96 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3$
$\sum U =$	612.640,00 kN	$\sum M_E = 24.302.763,43 \text{ kNxm}$
$\sum V - \sum U =$	324.675,96 kN	
$\sum T_i, \text{MONTANTE} = T_1$	476.661,20 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_6$
$\sum T_i, \text{JUSANTE} = T_2$	143.277,70 kN	$\sum M_T = 19.187.276,24 \text{ kNxm}$

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,53 > 1,10	OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,27 > 1,10	OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	5.819,37	33.359,64	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	5.629,28	13.460,91	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	19.957,91	41.283,76	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	293.245,57	245.206,59	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	5.819,37	33.359,64
2 - 3	5.629,28	13.460,91
3 - 4	45.841,99	-1.085,67
4 - 5	293.245,57	245.206,59
Σ	350.536,22	290.941,47

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)			$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,01	< 1,10
			VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL			
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\text{FSDc} \sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\text{FSDc} \sum T_i}$	=	3,95	> 1,00
A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²			OK
			$\phi = 40^\circ$
			FSD \emptyset = 1,10
			FSDc = 1,30
			A _i = 2.861,56 m ²

UHE ITAOCARA I

4.7. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
					e _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00		V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	14.675,09	10,00		V ₂ = -146.750,90	35,99		M ₂ = 5.281.564,89
Peso de Água à Jusante	9.512,21	10,00		V ₃ = -95.122,10	12,73		M ₃ = 1.210.904,33
Empuxo de Água à Montante	47.666,12	10,00		T ₁ = 476.661,20		7,47	M ₄ = -3.560.659,16
Empuxo de Água à Jusante	10.549,21	10,00		T ₂ = -105.492,10		0,73	M ₅ = -77.009,23
Sismo Horizontal - Peso de Concreto	28.976,79	24,00	0,05	T ₃ = 34.772,15		11,59	M ₆ = -403.009,20
Sismo Vertical - Peso de Concreto	28.976,79	24,00	0,03	V ₄ = 20.863,29	25,61		M ₇ = -534.308,83
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	14.675,09	10,00	0,03	V ₅ = 4.402,53	35,99		M ₈ = -158.446,95
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	9.512,21	10,00	0,03	V ₆ = 2.853,66	12,73		M ₉ = -36.327,13
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante	2.486,38	10,00	1,00	T ₄ = 24.863,80		10,12	M ₁₀ = -251.621,66
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	184,97	10,00	1,00	T ₅ = 1.849,70		4,26	M ₁₁ = -7.879,72
Subpressão	45.312,60	10,00		U = 453.126,00	24,93		M ₁₂ = -11.296.431,18

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 41,88$ $Y_t = 5,50$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6$	909.196,48 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3$	
$\sum U =$	453.126,00 kN	$\sum M_E =$	24.302.763,43 kNm
$\sum V - \sum U =$	456.070,48 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12}$	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5$	538.146,85 kN	$\sum M_T =$	16.325.693,05 kNm
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} = T_2$	105.492,10 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	2,01	> 1,10 OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,49	> 1,10 OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m) - COM SISMO					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
1 - 2	20.269,09	45.322,36	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	11.651,44	18.287,97	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	36.078,54	54.309,20	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	388.046,19	314.658,38	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
1 - 2	20.269,09	45.322,36
2 - 3	11.651,44	18.287,97
3 - 4	64.370,68	-10.371,39
4 - 5	388.046,19	314.658,38
Σ	484.337,40	367.897,32

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)				$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	=	1,10	>	1,10
				OK

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL				
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\sum FSDc} + \frac{\sum C \times A_i}{FSDc \sum T_i}$	=	3,40	>	1,00
				OK
				$\phi = 40^\circ$
				FSD $\emptyset = 1,10$
				FSDc = 1,30
				$A_i = 2.861,56 \text{ m}^2$
				A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²

UHE ITAOCARA I

4.8. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 _x	e _y	
Peso de Concreto CCV	28.976,79	24,00		V ₁ = -695.442,96	25,61		M ₁ = 17.810.294,21
Peso de Água à Montante	14.543,57	10,00		V ₂ = -145.435,70	35,99		M ₂ = 5.234.230,84
Peso de Água à Jusante	1.257,21	10,00		V ₃ = -12.572,10	11,16		M ₃ = 140.304,64
Empuxo de Água à Montante	44.533,44	10,00		T ₁ = 445.334,40		7,03	M ₄ = -3.130.700,83
Empuxo de Água à Jusante	10.314,71	10,00		T ₂ = -103.147,10		2,70	M ₅ = -278.497,17
Sismo Horizontal - Peso de Concreto	28.976,79	24,00	0,05	T ₃ = 34.772,15		11,59	M ₆ = -403.009,20
Sismo Vertical - Peso de Concreto	28.976,79	24,00	0,03	V ₄ = 20.863,29	25,61		M ₇ = -534.308,83
Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	14.543,57	10,00	0,03	V ₅ = 4.363,07	35,99		M ₈ = -157.026,93
Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	1.257,21	10,00	0,03	V ₆ = 377,16	11,16		M ₉ = -4.209,14
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante	2.322,97	10,00	1,00	T ₄ = 23.229,70		9,60	M ₁₀ = -223.005,12
Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante	21,77	10,00	1,00	T ₅ = 217,70		1,46	M ₁₁ = -317,84
Subpressão	50.354,05	10,00		U = 503.540,50		27,18	M ₁₂ = -13.686.230,79

PONTO DE TOMBAMENTO $X_t = 41,88$ $Y_t = 5,50$

$\sum V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6$	827.847,24 kN	$\sum M_E = M_1 + M_2 + M_3$	
$\sum U =$	503.540,50 kN	$\sum M_E =$	23.184.829,68 kNxm
$\sum V - \sum U =$	324.306,74 kN	$\sum M_T = M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12}$	
$\sum T_{i, \text{MONTANTE}} = T_1 + T_3 + T_4 + T_5$	503.553,95 kN	$\sum M_T =$	18.417.305,84 kNxm
$\sum T_{i, \text{JUSANTE}} = T_2$	103.147,10 kN		

FLUTUAÇÃO - FSF			
$\frac{\sum V}{\sum U}$	=	1,64	> 1,10 OK
TOMBAMENTO - FST			
$\frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	=	1,26	> 1,10 OK

UHE ITAOCARA I

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO					
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - COM SISMO					
CÁLCULO DO DESLIZAMENTO CONSIDERANDO TENSÕES NORMAIS E TANGENCIAIS PELO PROCESSO DE NIGAM					
	RESULTANTE DA FORÇA VERTICAL - V (kN)	RESULTANTE DA FORÇA HORIZONTAL - H (kN)	α (°)	sen α	cos α
A - 2	1.795,43	22.310,17	0,0	0,0000	1,0000
2 - 3	3.880,53	17.385,25	0,0	0,0000	1,0000
3 - 4	16.150,84	52.493,19	65,6	0,9104	0,4138
4 - 5	302.304,60	308.109,66	0,0	0,0000	1,0000

	N (kN)	T (kN)
A - 2	1.795,43	22.310,17
2 - 3	3.880,53	17.385,25
3 - 4	54.471,30	7.018,65
4 - 5	302.304,60	308.109,66
Σ	362.451,86	354.823,74

DESLIZAMENTO - FSD \emptyset - SEM COESÃO (C=0)		$\phi = 40^\circ$
$\frac{\sum N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i}$	= 0,86 < 1,10	VERIFICAR COESÃO

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO	
$\frac{(\sum V - \sum U) \times \text{tg} \phi + (\sum C \times A_i)}{\sum T_i}$	= 1,00 > 1,00 OK
$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,30 A _i = 2.688,40 m ² A COESÃO NECESSÁRIA É C = 38 kN/m ² A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	

DESLIZAMENTO - FSDc - COM COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL	
$\frac{N_i \times \text{tg} \phi}{\sum T_i} + \frac{\sum C \times A_i}{\sum T_i}$	= 3,11 > 1,00 OK
$\phi = 40^\circ$ FSD \emptyset = 1,10 FSDc = 1,30 A _i = 2.688,40 m ² A COESÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL É C = 400 kN/m ²	

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 - DESCARREGADOR DE FUNDO																	
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 ²)	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)	$\bar{X} \times A$ (m ²)	$\bar{Y} \times A$ (m ²)	$\bar{X} - X_G$ (m)	$\bar{Y} - Y_G$ (m)	$(\bar{X} - X_G)^2$ (m ²)	$(\bar{Y} - Y_G)^2$ (m ²)	r^2 (m ²)	$r^2 \times A$ (m ⁴)	MOMENTO POLAR PARCIAL (m ⁴)
	X (m)	Y (m)															
1	0,00	0,00															
2	5,70	0,00	1 - 2	5,70	63,00	359,10	2,85	0,00	1.023,44	0,00	-17,18	-4,17	295,15	17,39	312,54	112.233,58	972,26
3	8,00	0,00	2 - 3	2,30	63,00	144,90	6,85	0,00	992,57	0,00	-13,18	-4,17	173,71	17,39	191,10	27.690,58	63,88
4	10,50	5,50	3 - 4	6,04	63,00	380,62	9,25	2,75	3.520,70	1.046,69	-10,78	-1,42	116,21	2,02	118,22	44.988,24	1.157,71
5	41,88	5,50	4 - 5	31,38	63,00	1.976,94	26,19	5,50	51.776,06	10.873,17	6,16	1,33	37,95	1,77	39,71	78.513,18	162.225,13
Σ						2.861,56			57.312,76	11.919,86						263.435,59	164.418,97

$X_G =$	20,03 m
$Y_G =$	4,17 m
$I_p =$	427.854,57 m ⁴

UHE ITAOCARA I

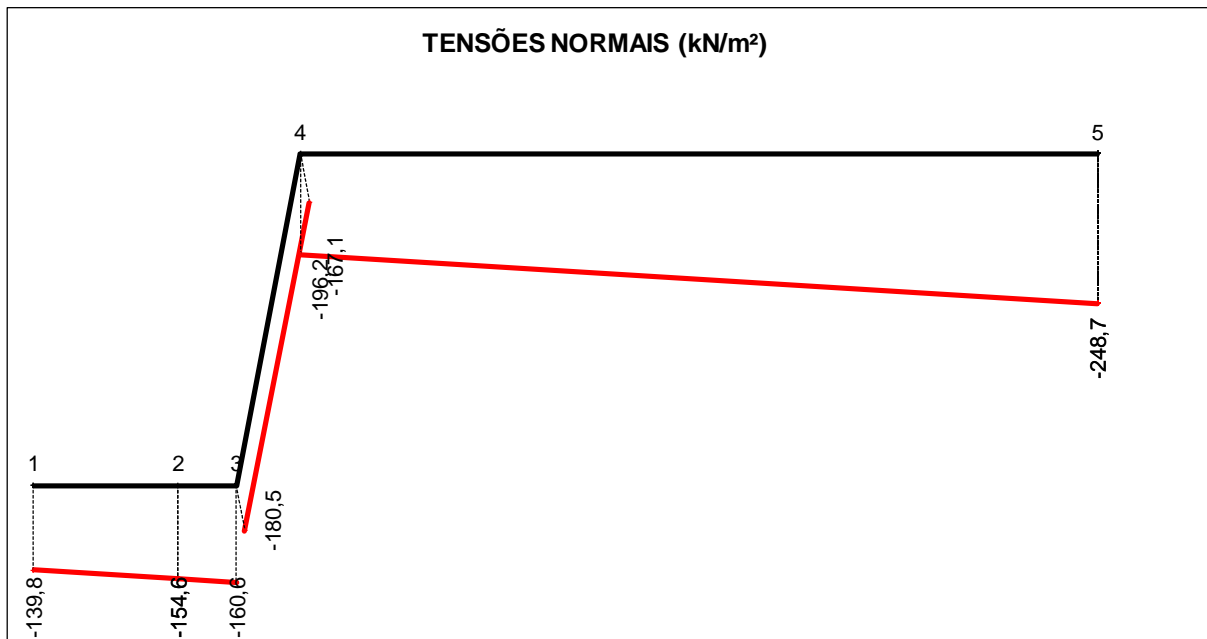
5.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCN - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-145.435,70		-14,14		2.056.460,80
3	Peso de Água à Jusante	-12.572,10		10,69		-134.395,75
4	Empuxo de Água à Montante		445.334,40		-8,36	-3.722.995,58
5	Empuxo de Água à Jusante		-55.960,80		1,30	-72.749,04
6	Subpressão	304.340,40		-6,09		-1.853.433,04

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCN	-549.110,36	389.373,60	-1.112.247,08

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	-139,82	-154,64
2 - 3	5,7 - 8	-154,64	-160,62
3 - 4	8 - 10,5	-180,47	-196,18
4 - 5	10,5 - 41,88	-167,12	-248,69

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCN (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	125,23	125,23
2 - 3	0 - 0	125,23	125,23
3 - 4	0 - 5,5	-94,40	-94,40
4 - 5	5,5 - 5,5	139,53	139,53



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

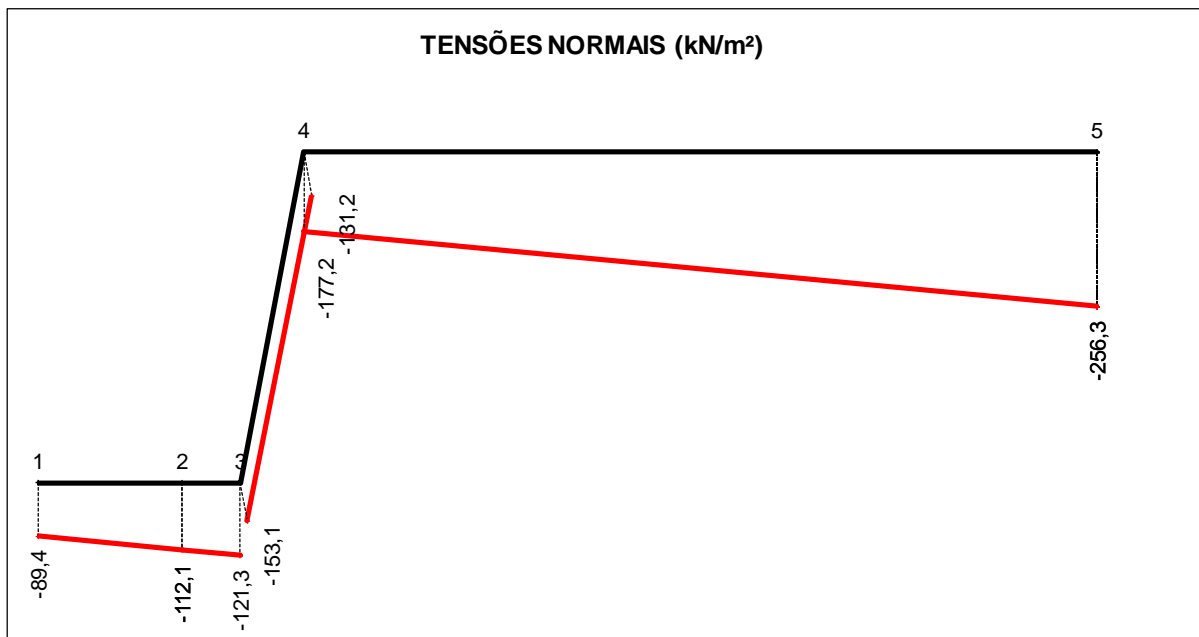
5.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – CCE1

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCE 1 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-146.750,90		-14,14		2.075.057,73
3	Peso de Água à Jusante	-95.122,10		9,12		-867.513,55
4	Empuxo de Água à Montante		476.661,20		-8,80	-4.194.618,56
5	Empuxo de Água à Jusante		-105.492,10		-0,60	63.295,26
6	Subpressão	453.126,00		-3,08		-1.395.628,08

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCE 1	-484.189,96	371.169,10	-1.704.541,68

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	-89,41	-112,12
2 - 3	5,7 - 8	-112,12	-121,28
3 - 4	8 - 10,5	-153,14	-177,21
4 - 5	10,5 - 41,88	-131,24	-256,25

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 1 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	113,10	113,10
2 - 3	0 - 0	113,10	113,10
3 - 4	0 - 5,5	-63,61	-63,61
4 - 5	5,5 - 5,5	135,01	135,01



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

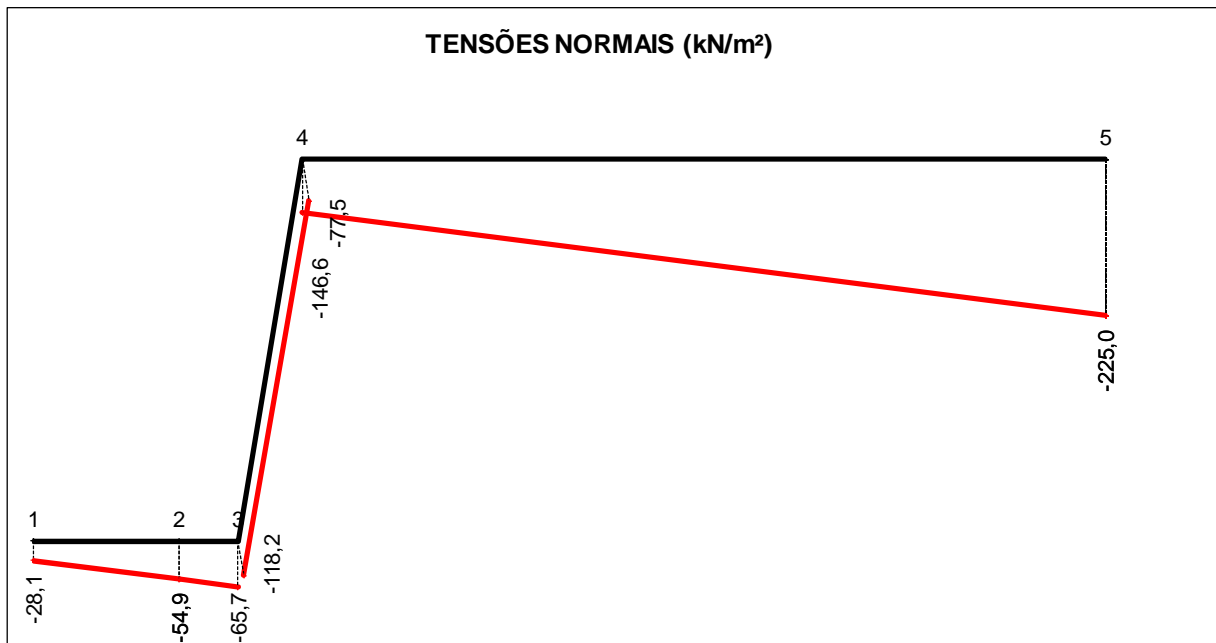
5.3. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – CCE2

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCE 2 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m)						
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	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-145.435,70		-14,14		2.056.460,80
3	Peso de Água à Jusante	-12.572,10		10,70		-134.521,47
4	Empuxo de Água à Montante		445.334,40		-8,36	-3.722.995,58
5	Empuxo de Água à Jusante		-103.147,10		1,37	-141.311,53
6	Subpressão	503.540,50		-5,33		-2.683.870,87

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCE 2	-349.910,26	342.187,30	-2.011.373,12

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	-28,12	-54,91
2 - 3	5,7 - 8	-54,91	-65,73
3 - 4	8 - 10,5	-118,21	-146,62
4 - 5	10,5 - 41,88	-77,48	-225,00

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	99,98	99,98
2 - 3	0 - 0	99,98	99,98
3 - 4	0 - 5,5	-18,46	-18,46
4 - 5	5,5 - 5,5	125,83	125,83



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

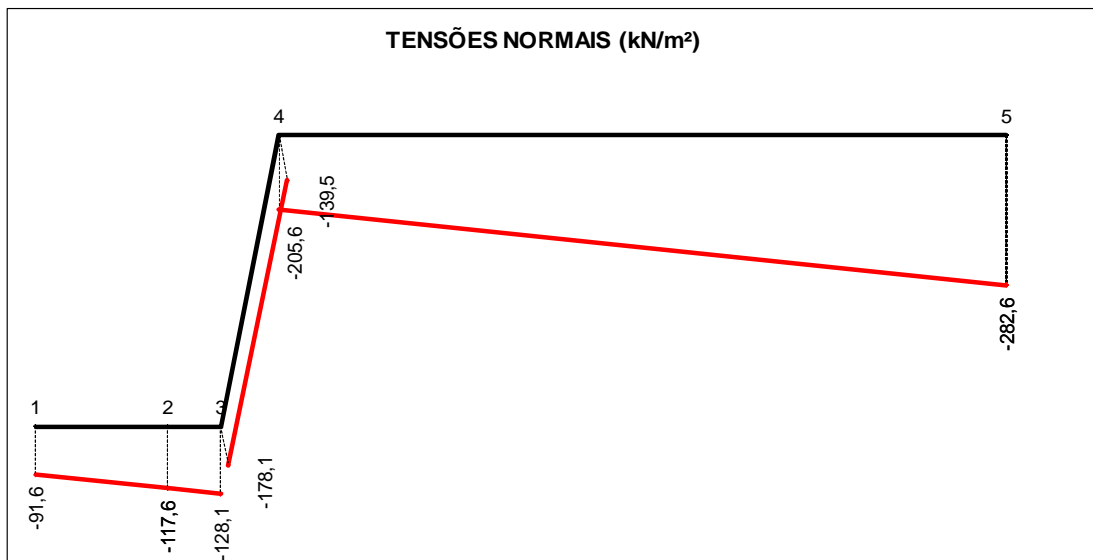
5.4. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCE 3 - DRENOS 100% OPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-145.435,70		-14,14		2.056.460,80
3	Peso de Água à Jusante	-12.572,10		10,70		-134.521,47
4	Empuxo de Água à Montante		445.334,40		-8,36	-3.722.995,58
5	Empuxo de Água à Jusante		-55.960,80		1,30	-72.749,04
6	Sismo Horizontal - Peso de Concreto		34.772,15		-12,92	-449.256,15
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto	20.863,29		-3,76		-78.445,97
8	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	4.363,07		-14,14		-61.693,82
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	377,16		10,70		4.035,64
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante		23.229,70		-10,93	-253.900,62
11	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		217,70		-2,79	-607,38
12	Subpressão	304.340,40		-6,09		-1.853.433,04

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCE 3	-523.506,84	447.593,15	-1.952.241,10

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	-91,55	-117,56
2 - 3	5,7 - 8	-117,56	-128,05
3 - 4	8 - 10,5	-178,06	-205,63
4 - 5	10,5 - 41,88	-139,46	-282,64

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	137,39	137,39
2 - 3	0 - 0	137,39	137,39
3 - 4	0 - 5,5	-59,72	-59,72
4 - 5	5,5 - 5,5	162,48	162,48



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

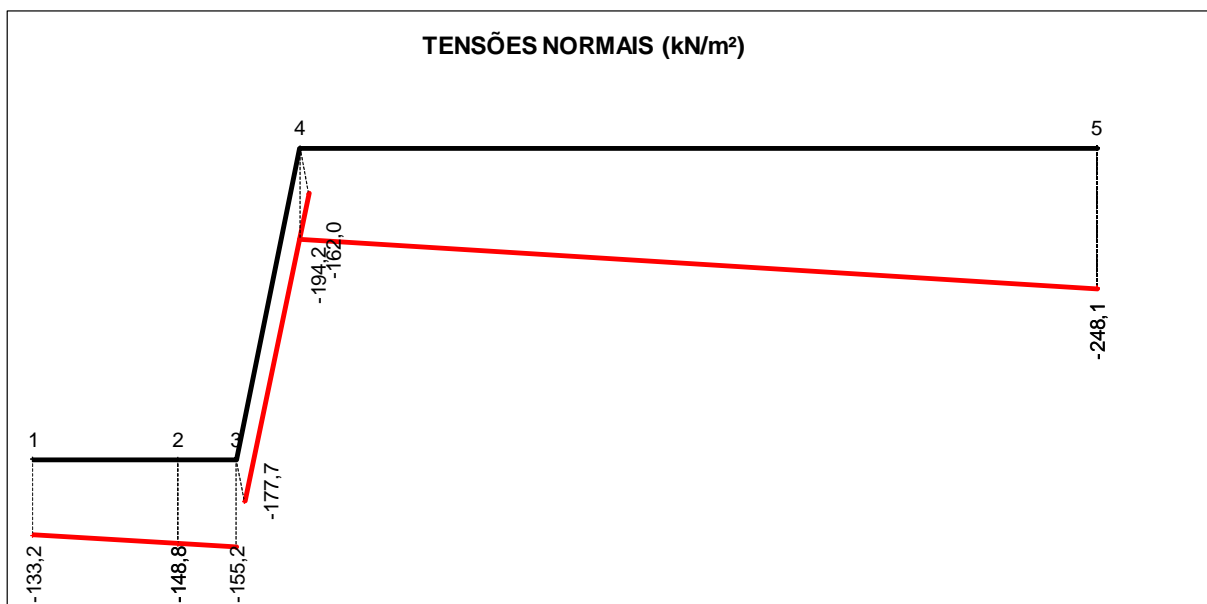
5.5. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCE 4 - DRENOS 100% OPERANTES - N.A. MÁX. NORMAL A MONTANTE (EL. 89,60m) E A JUSANTE (EL. 61,14m) - 1 VÃO ENSECADO						
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	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-136.776,40		-14,46		1.977.786,74
3	Peso de Água à Jusante	-10.541,10		11,12		-117.217,03
4	Empuxo de Água à Montante		445.334,40		-8,36	-3.722.995,58
5	Empuxo de Água à Jusante		-55.960,80		1,30	-72.749,04
6	Subpressão	304.340,40		-6,09		-1.853.433,04

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCE 4	-538.420,06	389.373,60	-1.173.742,42

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCE 4 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	-133,21	-148,84
2 - 3	5,7 - 8	-148,84	-155,15
3 - 4	8 - 10,5	-177,66	-194,24
4 - 5	10,5 - 41,88	-162,01	-248,10

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCE 4 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	124,63	124,63
2 - 3	0 - 0	124,63	124,63
3 - 4	0 - 5,5	-89,67	-89,67
4 - 5	5,5 - 5,5	139,72	139,72



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

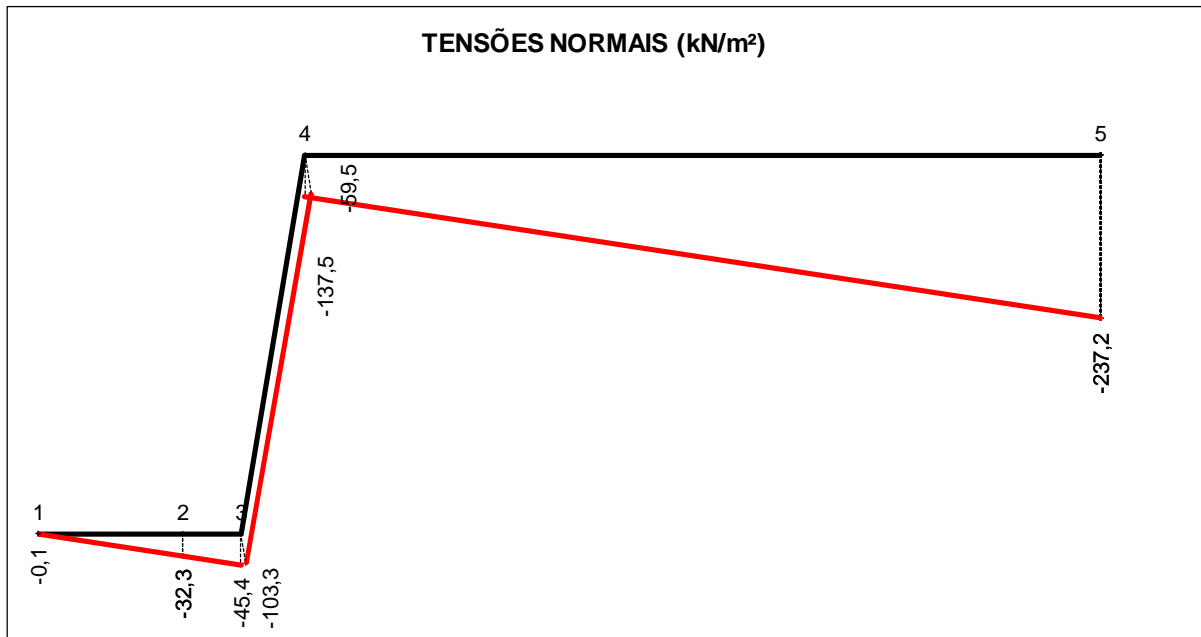
5.6. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCL 1 - DRENOS 100% INOPERANTES - N.A. MÁX. MAXIMORUM A MONTANTE (EL. 90,90m) E A JUSANTE (EL. 68,11m)						
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	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-146.750,90		-14,14		2.075.057,73
3	Peso de Água à Jusante	-95.122,10		9,12		-867.513,55
4	Empuxo de Água à Montante		476.661,20		-8,80	-4.194.618,56
5	Empuxo de Água à Jusante		-143.277,70		-0,06	8.596,66
6	Subpressão	612.640,00		-3,36		-2.058.470,40

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCL 1	-324.675,96	333.383,50	-2.422.082,59

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	-0,07	-32,34
2 - 3	5,7 - 8	-32,34	-45,36
3 - 4	8 - 10,5	-103,34	-137,54
4 - 5	10,5 - 41,88	-59,51	-237,15

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 1 (kN/m ²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	92,90	92,90
2 - 3	0 - 0	92,90	92,90
3 - 4	0 - 5,5	-2,85	-2,85
4 - 5	5,5 - 5,5	124,03	124,03



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

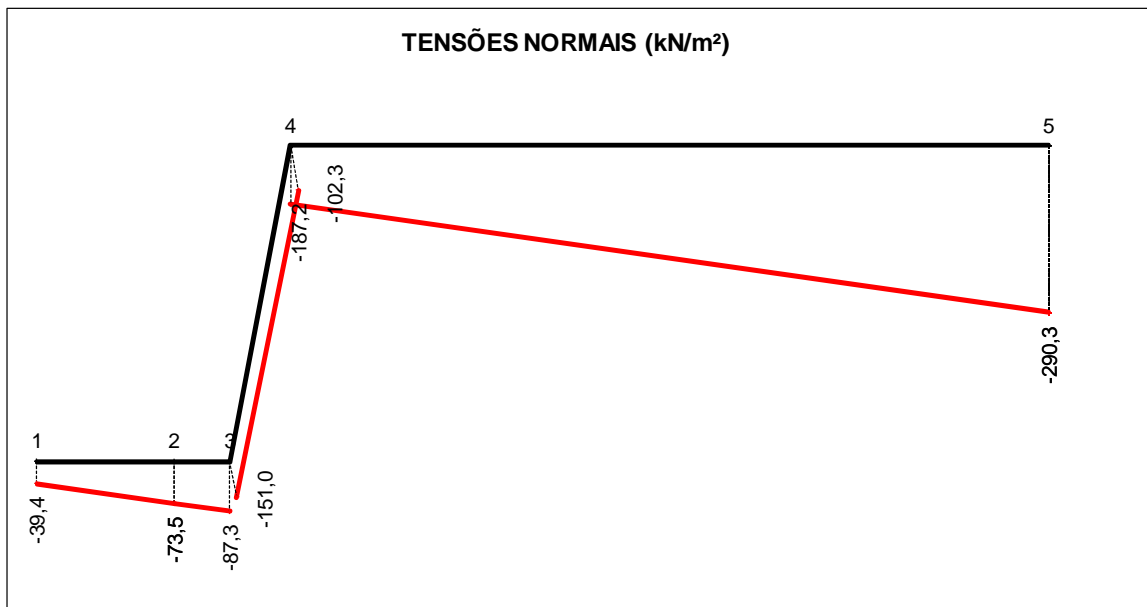
5.7. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCL 2 - DRENOS 100% OPERANTES - 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	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-146.750,90		-14,14		2.075.057,73
3	Peso de Água à Jusante	-95.122,10		9,12		-867.513,55
4	Empuxo de Água à Montante		476.661,20		-8,80	-4.194.618,56
5	Empuxo de Água à Jusante		-105.492,10		-0,60	63.295,26
6	Sismo Horizontal - Peso de Concreto		34.772,15		-12,92	-449.256,15
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto	20.863,29		-3,76		-78.445,97
8	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	4.402,53		-14,14		-62.251,73
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	2.853,66		9,12		26.025,41
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante		24.863,80		-11,45	-284.690,51
11	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		1.849,70		-5,59	-10.339,82
12	Subpressão	453.125,90		-3,08		-1.395.627,77

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNxm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCL 2	-456.070,58	432.654,75	-2.563.500,14

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	-39,37	-73,52
2 - 3	5,7 - 8	-73,52	-87,30
3 - 4	8 - 10,5	-151,02	-187,22
4 - 5	10,5 - 41,88	-102,28	-290,29

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 2 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	126,21	126,21
2 - 3	0 - 0	126,21	126,21
3 - 4	0 - 5,5	-27,25	-27,25
4 - 5	5,5 - 5,5	159,16	159,16



Base 100% comprimida

UHE ITAOCARA I

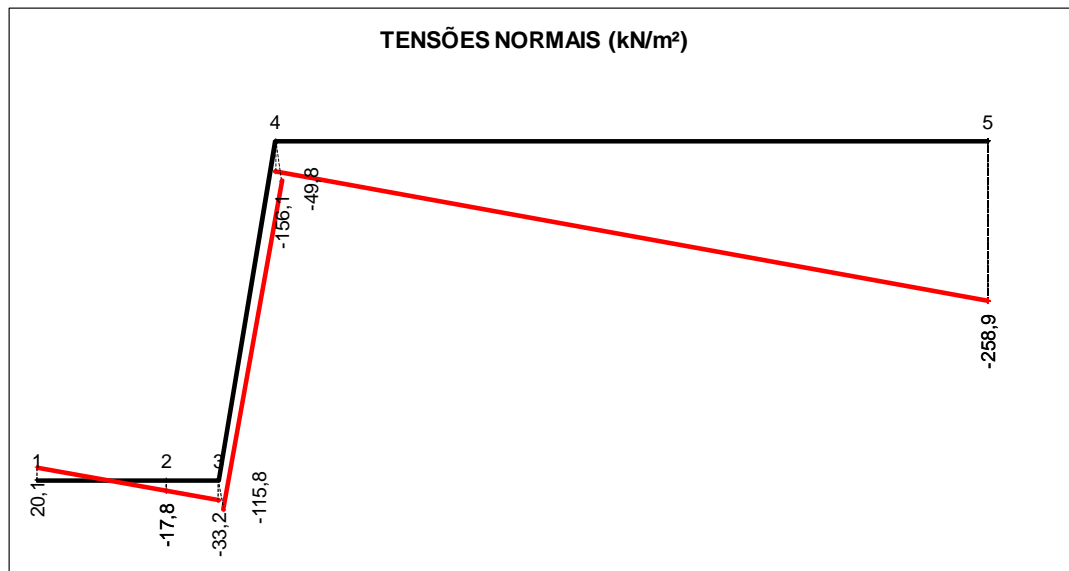
5.8. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

UHE ITAOCARA I - DESCARREGADOR DE FUNDO						
CCL 3 - DRENOS 100% INOPERANTES - 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 (kNm)
1	Peso de Concreto CCV	-695.442,96		-3,76		2.614.865,53
2	Peso de Água à Montante	-145.435,70		-14,14		2.056.460,80
3	Peso de Água à Jusante	-12.572,10		10,69		-134.395,75
4	Empuxo de Água à Montante		445.334,40		-8,36	-3.722.995,58
5	Empuxo de Água à Jusante		-103.147,10		1,37	-141.311,53
6	Sismo Horizontal - Peso de Concreto		34.772,15		-12,92	-449.256,15
7	Sismo Vertical - Peso de Concreto	20.863,29		-3,76		-78.445,97
8	Sismo Vertical - Peso de Água à Montante	4.363,07		-14,14		-61.693,82
9	Sismo Vertical - Peso de Água à Jusante	377,16		10,69		4.031,87
10	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Montante		23.229,70		-10,93	-253.900,62
11	Sismo Horizontal - Empuxo de Água à Jusante		217,70		-2,79	-607,38
12	Subpressão	503.540,50		-5,33		-2.683.870,87

CASO DE CARREGAMENTO	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
PESO PRÓPRIO	-695.442,96	0,00	2.614.865,53
CCL 3	-324.306,74	400.406,85	-2.851.119,47

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 5,7	20,14	-17,84
2 - 3	5,7 - 8	-17,84	-33,17
3 - 4	8 - 10,5	-115,81	-156,07
4 - 5	10,5 - 41,88	-49,83	-258,94

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m²)	
j - k		j	k
1 - 2	0 - 0	112,14	112,14
2 - 3	0 - 0	112,14	112,14
3 - 4	0 - 5,5	16,21	16,21
4 - 5	5,5 - 5,5	148,79	148,79

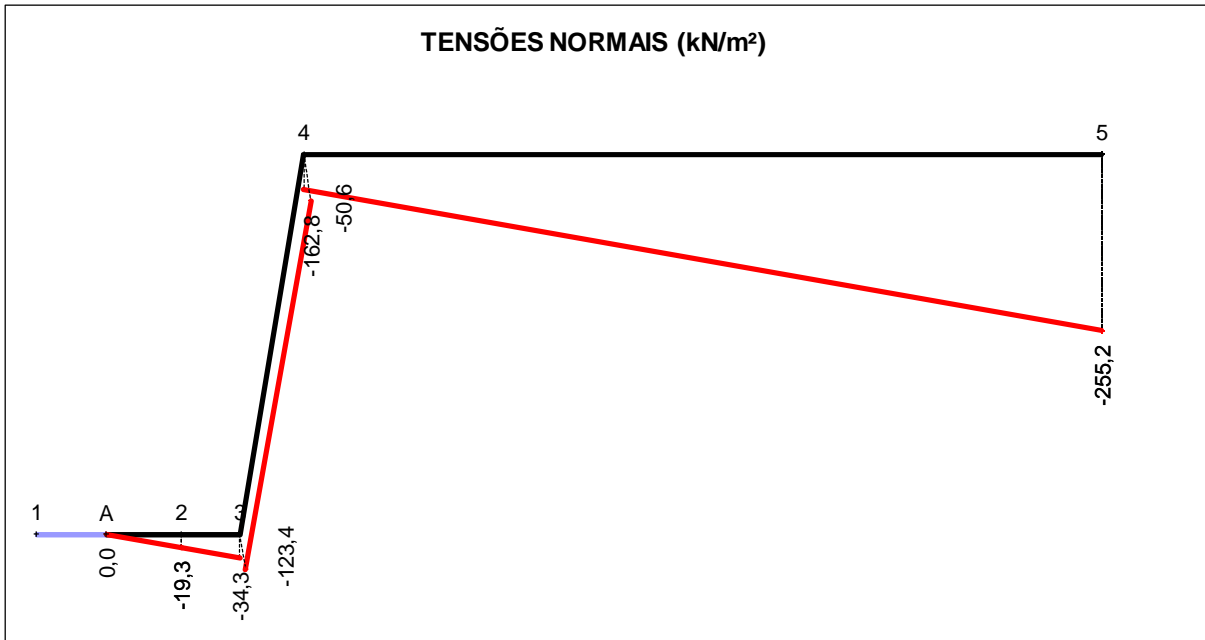


Devido a presença de tensões de tração no trecho à montante da base da estrutura será apresentado a seguir as tensões normais e tangencias admitindo a abertura de fissura à montante, realizada através de processo iterativo.

UHE ITAOCARA I

TENSÕES NORMAIS			
TRECHO	X (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	2,75 - 5,7	-0,03	-19,28
2 - 3	5,7 - 8	-19,28	-34,28
3 - 4	8 - 10,5	-123,41	-162,81
4 - 5	10,5 - 41,88	-50,59	-255,24

TENSÕES TANGENCIAIS			
TRECHO	Y (m)	CCL 3 (kN/m ²)	
j - k		j	k
A - 2	0 - 0	119,98	119,98
2 - 3	0 - 0	119,98	119,98
3 - 4	0 - 5,5	18,44	18,44
4 - 5	5,5 - 5,5	155,85	155,85



Base 94,0% Comprimida

6 COEFICIENTES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS

6.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – CCN

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,80	1,30
Tombamento – CST	1,97	1,50
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,55	1,50
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	2,29	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	2,07	1,10
Tombamento – CST	1,63	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,40	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	3,82	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	1,69	1,10
Tombamento – CST	1,36	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,07	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	3,59	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

6.4. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 3 – CCE3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,72	1,10
Tombamento – CST	1,77	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,24	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	3,21	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

6.5. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 4 – CCE4

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,77	1,10
Tombamento – CST	1,94	1,20
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,51	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	3,88	1,00
Área da Base Comprimida	100%	67%

6.6. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 1 – CCL1

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,53	1,10
Tombamento – CST	1,27	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,01	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	3,95	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

6.7. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 2 – CCL2

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	2,01	1,10
Tombamento – CST	1,49	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	1,10	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	3,40	1,00
Área da Base Comprimida	100%	Resultante dentro da base

6.8. CASO DE CARREGAMENTO LIMITE 3 – CCL3

VERIFICAÇÕES	VALORES ENCONTRADOS	VALORES A SEREM ATENDIDOS
Flutuação – CSF	1,64	1,10
Tombamento – CST	1,26	1,10
Deslizamento sem Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$)	0,86	1,10
Deslizamento com Coesão – CSD_{ϕ} ($\Phi=40^{\circ}$) e $CSD_C = 400$ kPa	3,11	1,00
Área da Base Comprimida	94,0%	Resultante dentro da base

7 CONCLUSÃO

A estrutura do Descarregador de Fundo analisada é estável em todas as verificações, atendendo aos coeficientes de segurança definidos nos Critérios de Projeto da UHE Itaocara 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

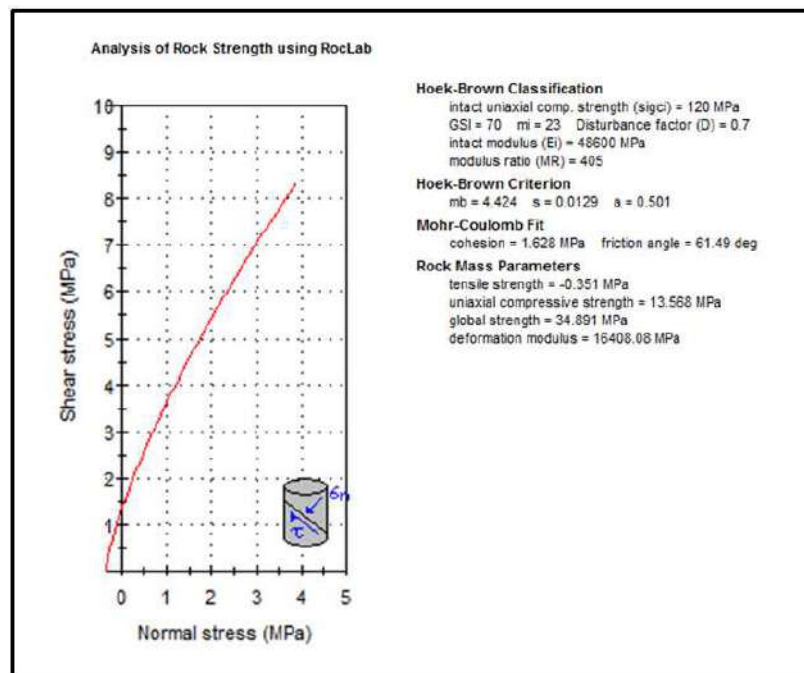


FIGURA 1 – Análise de Resistência do Maciço de Fundação esperado para as estruturas de concreto da UHE Itaocara I, utilizando o *software RocLab*.

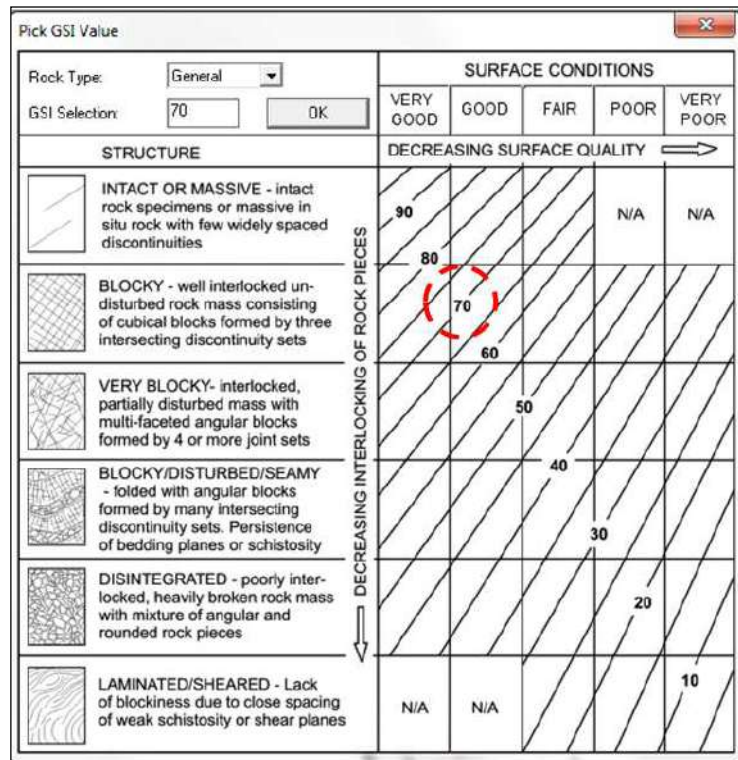


FIGURA 2 – Classificação geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação previsto para as estruturas de concreto da Casa de Força e Descarregador de Fundo (Fonte: RocLab, 2007 – Versão 1.031).

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.

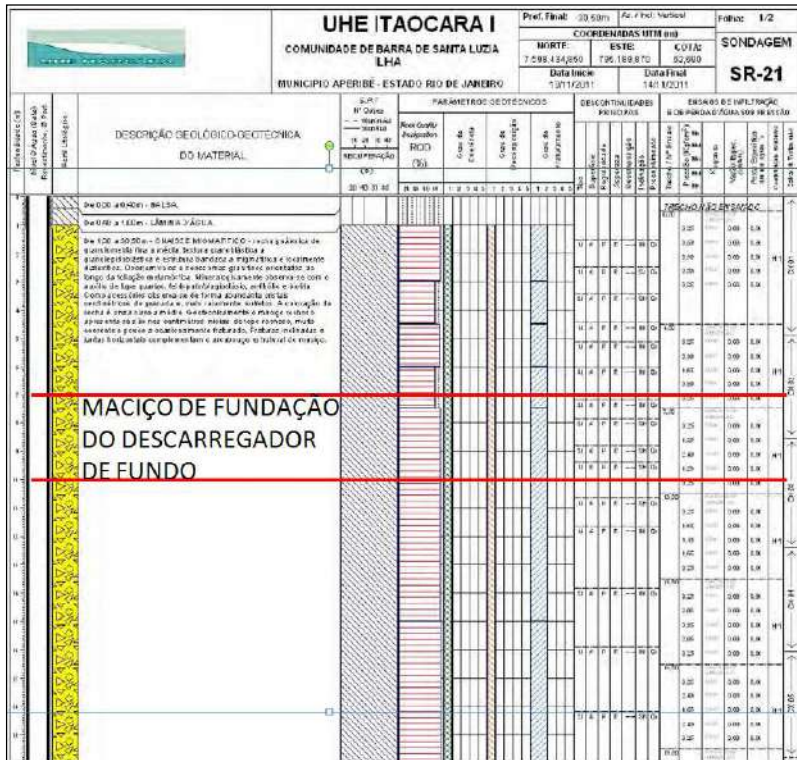


FIGURA 3 – Log de sondagem do furo SR-21 executado durante a fase de Projeto Básico, comprovando a boa qualidade geomecânica do maciço rochoso no nível de fundação do Descarregador de Fundo.

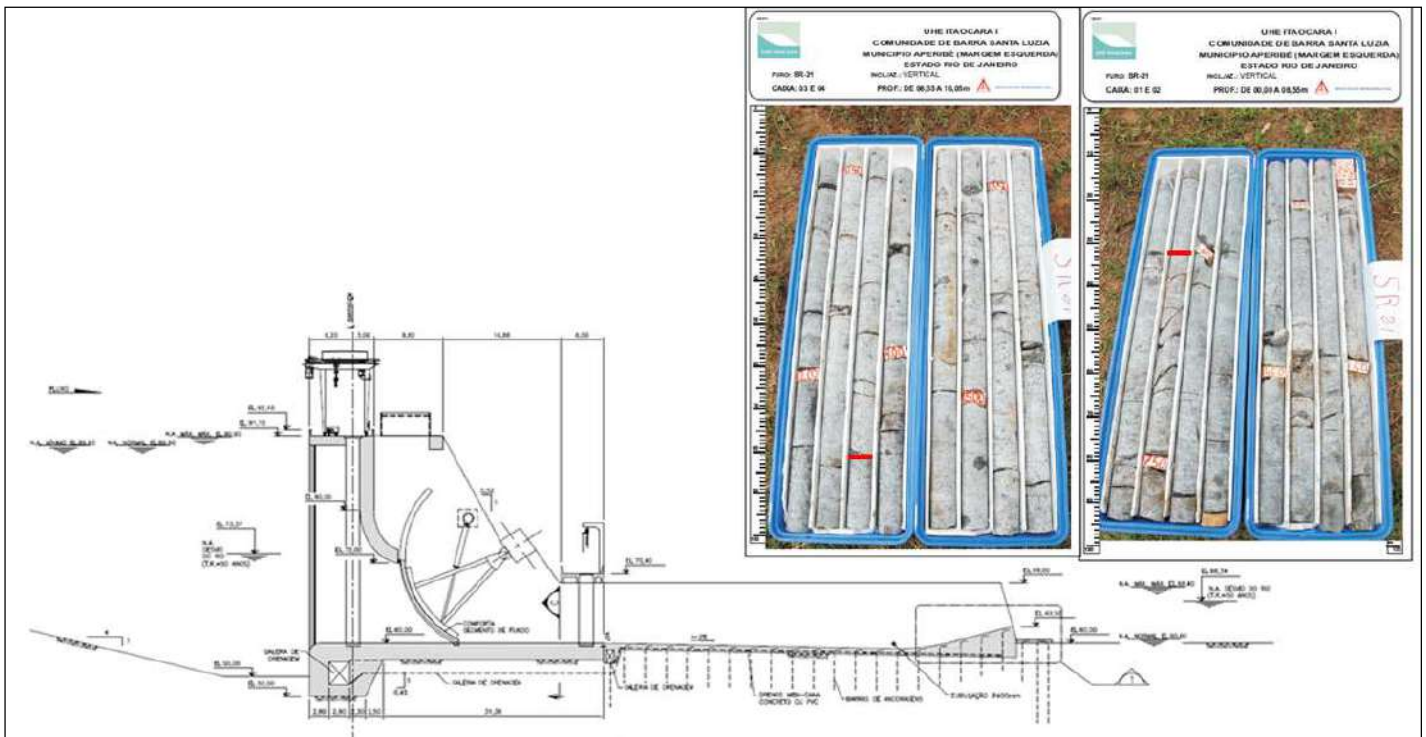


FIGURA 4 – Seção longitudinal típica do Descarregador de Fundo, considerada na Memória de cálculo da estabilidade da estrutura. Os traços vermelhos nas fotos indicam o trecho de maciço rochoso de fundação previsto para assentamento da estrutura.

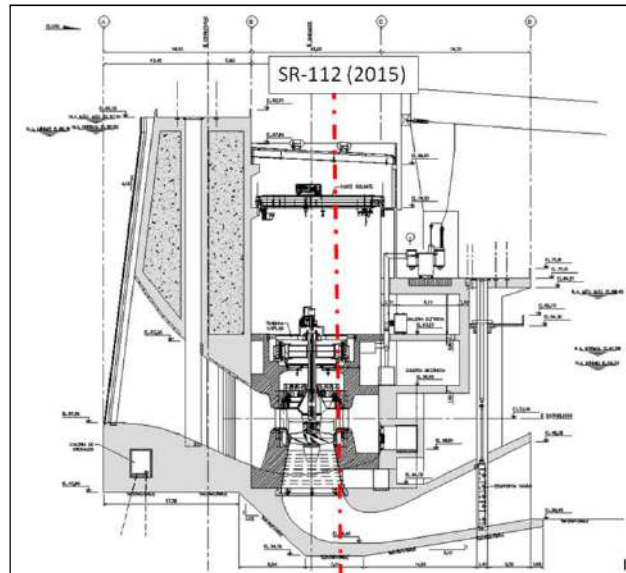


FIGURA 5 – Seção longitudinal típica da Tomada de Água/Casa de Força considerada na Memória de cálculo de estabilidade da estrutura.



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.