

**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 Mínimo .....El. 89,30 m
- N.A Normal .....El. 89,60 m
- N.A Máximo Maximorum (Cheia de Projeto = 9.530 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/s).....El. 59,55 m\*
- N.A Normal (Máxima Vazão Turbinada = 628,80 m<sup>3</sup>/s) .....El. 61,14 m\*
- N.A Máximo Maximorum (Cheia de Projeto = 9.530 m<sup>3</sup>/s).....El. 68,11 m\*
- N.A Referente à Vazão Turbina Unitária (314,40 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/s
- Vazão Média de Longo Termo Artificial ..... 495,00 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 5 anos..... 3.392 m<sup>3</sup>/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 10 anos..... 3.986 m<sup>3</sup>/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 25 anos..... 4.736 m<sup>3</sup>/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 50 anos..... 5.293 m<sup>3</sup>/s

## UHE ITAOCARA I

- Vazão Máxima correspondente ao TR 100 anos..... 5.846 m<sup>3</sup>/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 1.000 anos..... 7.671 m<sup>3</sup>/s
- Vazão Máxima correspondente ao TR 10.000 anos..... 9.493 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/s

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

- Vazão Máxima correspondente ao TR 50 anos..... 5.293 m<sup>3</sup>/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, m<sup>3</sup>/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<sup>-1/3</sup>s
- Trecho Concreto ..... n = 0,014 m<sup>-1/3</sup>s
- Trecho Conduto Forçado ..... n = 0,012 m<sup>-1/3</sup>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<sup>-1/3</sup>s
- Velocidade Máxima (Critérios e Diretrizes de Projeto - ELETROBRÁS)..... 2,00 m/s
- Vazão Turbinada Total..... 628,80 m<sup>3</sup>/s
- Curva-Chave Canal de Fuga\*
  - NA = - 4,2292500E-15\*Q<sup>4</sup> + 9,8309900E-11\*Q<sup>3</sup> - 8,2695100E-07\*Q<sup>2</sup> + 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 (m<sup>3</sup>/s);
- C<sub>c</sub> = Coeficiente de contração (adimensional);
- A = Área do vão do descarregador (m<sup>2</sup>);
- H' = Carga atuante (m).

### 2.5.2.3 Coeficientes de descarga

Segundo Henderson (1966), a contração pode ser calculada sabendo-se o ângulo  $\theta$  (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;
- $\Delta h$  = desnível na seção estrangulada pelo dique, em m;
- $\gamma_s$  = peso específico da rocha;
- $\gamma$  = 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 <sup>2</sup>	25	50
Bueiros Ad $>$ 1,0 km <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup>
<u>Materiais Diversos</u>	
Concreto armado	24 kN/m <sup>3</sup> (*)
Concreto massa	24 kN/m <sup>3</sup>
Aço	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Madeira	10 kN/m <sup>3</sup>
Alvenaria de tijolos rebocada	18 kN/m <sup>3</sup>
Revestimentos em geral	22 kN/m <sup>3</sup>
<u>Rochas</u>	
Gnaise	26 kN/m <sup>3</sup>
<u>Aterros</u>	
Enrocamento compactado	20 kN/m <sup>3</sup>
Enrocamento lançado	20 kN/m <sup>3</sup>
Enrocamento submerso	10 kN/m <sup>3</sup>
Solo compactado seco	17 kN/m <sup>3</sup>
Solo compactado úmido	18 kN/m <sup>3</sup>
Solo lançado	18 kN/m <sup>3</sup>
Solo submerso	8 kN/m <sup>3</sup>

(\*) 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/m<sup>3</sup>

### 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/m<sup>2</sup>
- Piso dos geradores ..... 50 kN/m<sup>2</sup>
- Oficinas ..... 25 kN/m<sup>2</sup>
- Depósito de óleo ..... 25 kN/m<sup>2</sup>
- Piso dos transformadores ..... 25 kN/m<sup>2</sup>
- Galerias da casa de força ..... 15 kN/m<sup>2</sup>
- Sala de bateria e controle ..... 15 kN/m<sup>2</sup>
- Demais depósitos..... 15 kN/m<sup>2</sup>
- Escritórios e escadas ..... 5 kN/m<sup>2</sup>
- Carregamento mínimo (exceto cobertura) ..... 5 kN/m<sup>2</sup>
- Cobertura não sujeita a carregamento especial ..... 1 kN/m<sup>2</sup>

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.

$\Sigma V$  - Somatório das Forças Gravitacionais.

$\Sigma U$  - 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;

$\phi$  - 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	$\phi^\circ$
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<sub>c</sub> e CSD<sub>ø</sub>), 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<sub>c</sub> e CSD<sub>ø</sub>**

Coeficientes de Ponderação ao Deslizamento	Casos de Carregamentos			
	CCN	CCE	CCC	CCL
CSD <sub>c</sub>	3,00	1,50	2,00	1,30
CSD <sub>ø</sub>	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**

<b>Para lajes expostas a escoamento da água</b>	Ø20mm cada 20cm ou Ø 25mm cada 25mm
<b>Para lajes expostas a subpressão e pressão de percolação</b>	Ø 20mm cada 30cm
<b>Para fundações secas</b>	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<sub>sat</sub> ou C<sub>U</sub>sat) ou através de ensaios adensados, drenados e saturados com medida de pressões neutras (C<sub>D</sub>sat). 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 4m<sup>2</sup>. 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 4m<sup>2</sup>, 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 Itaocara 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.

## UHE ITAOCARA I

- 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 <0,6MPa 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  $1 \text{ m}^3$  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**

<b>Pesos</b>	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
<b>Classes de Maciço</b>	I	II	III	IV	V
<b>Descrição</b>	Muito Bom	Bom	Regular	Pobre	Muito Pobre
<b>Tempo Médio de Auto-suporte</b>	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 $\phi=1m$
<b>Coesão do Maciço Rochoso (MPa)</b>	>0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	<0,1
<b>Ângulo de Atrito Interno do Maciço Rochoso</b>	>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.

## 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 &lt; 1mm            E2 – ABERTURA ENTRE 1 E 5mm            E3 – ABERTURA &gt; 5mm            E4 – ABERTURA &gt;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 (&gt; 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 (&lt;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

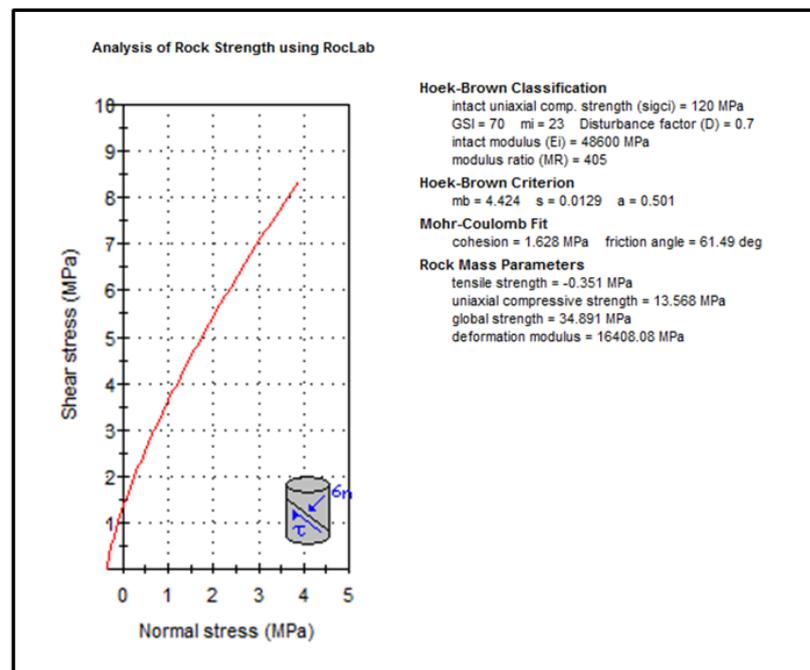
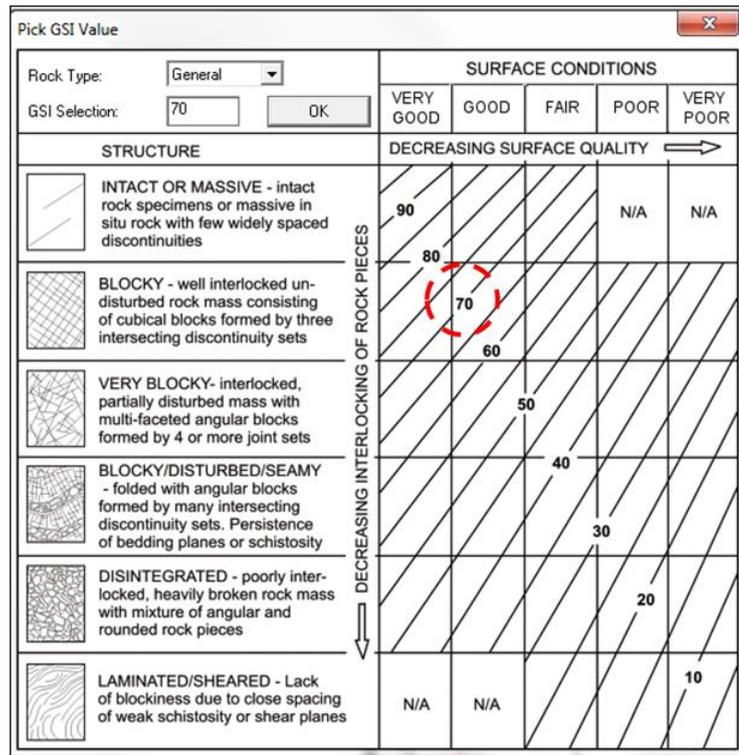


Figura 5.1 – Análise de Resistência do Maciço de Fundação Esperado para as Estruturas de Concreto da UHE Itaocara I, Utilizando o Software RocLab.



**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.

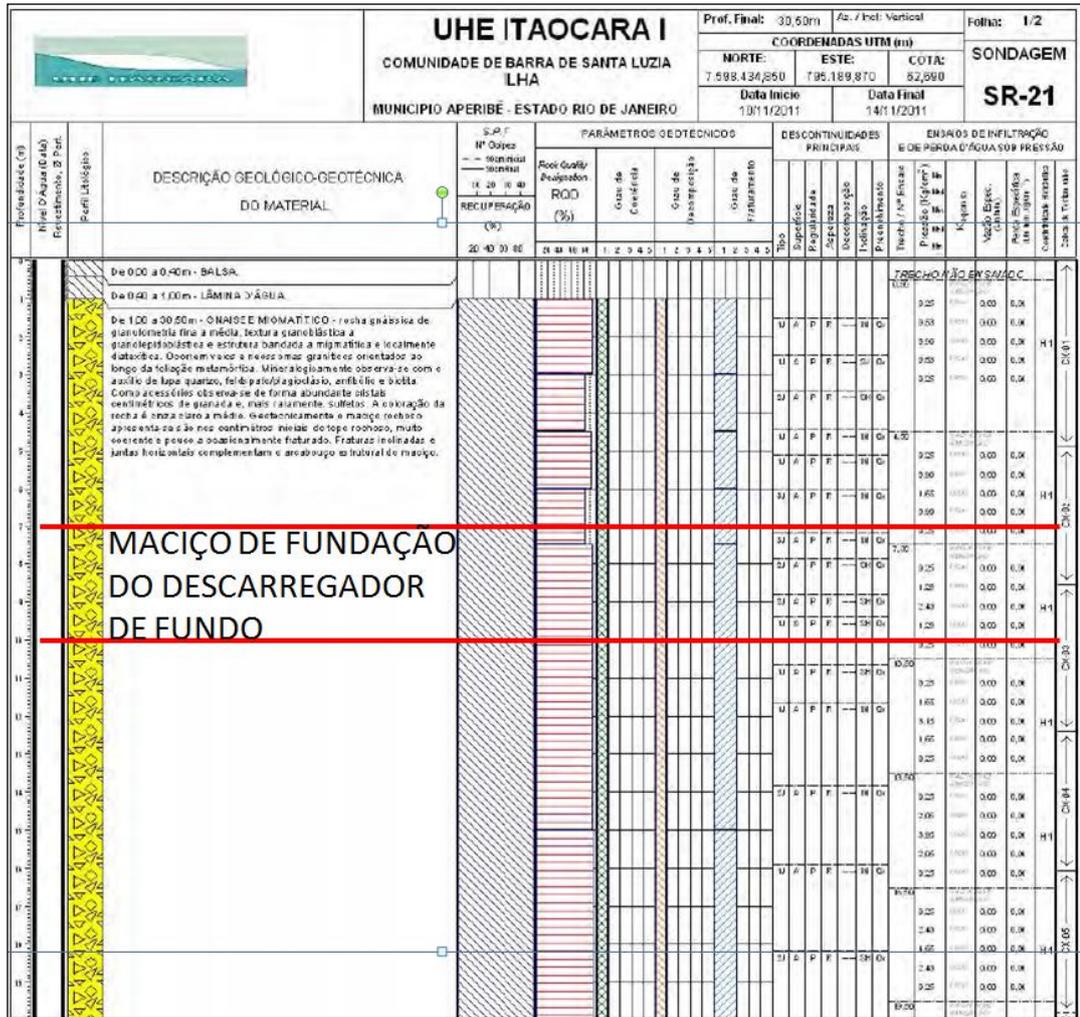


Figura 5.3 – Log de Sondagem do Furo SR-21 Executado Durante a Fase de Projeto Básico, Comprovando a Boa Qualidade geomecânica do Maciço Rochoso no Nível de Fundação do Descarregador de Fundo.

UHE ITAOCARA I

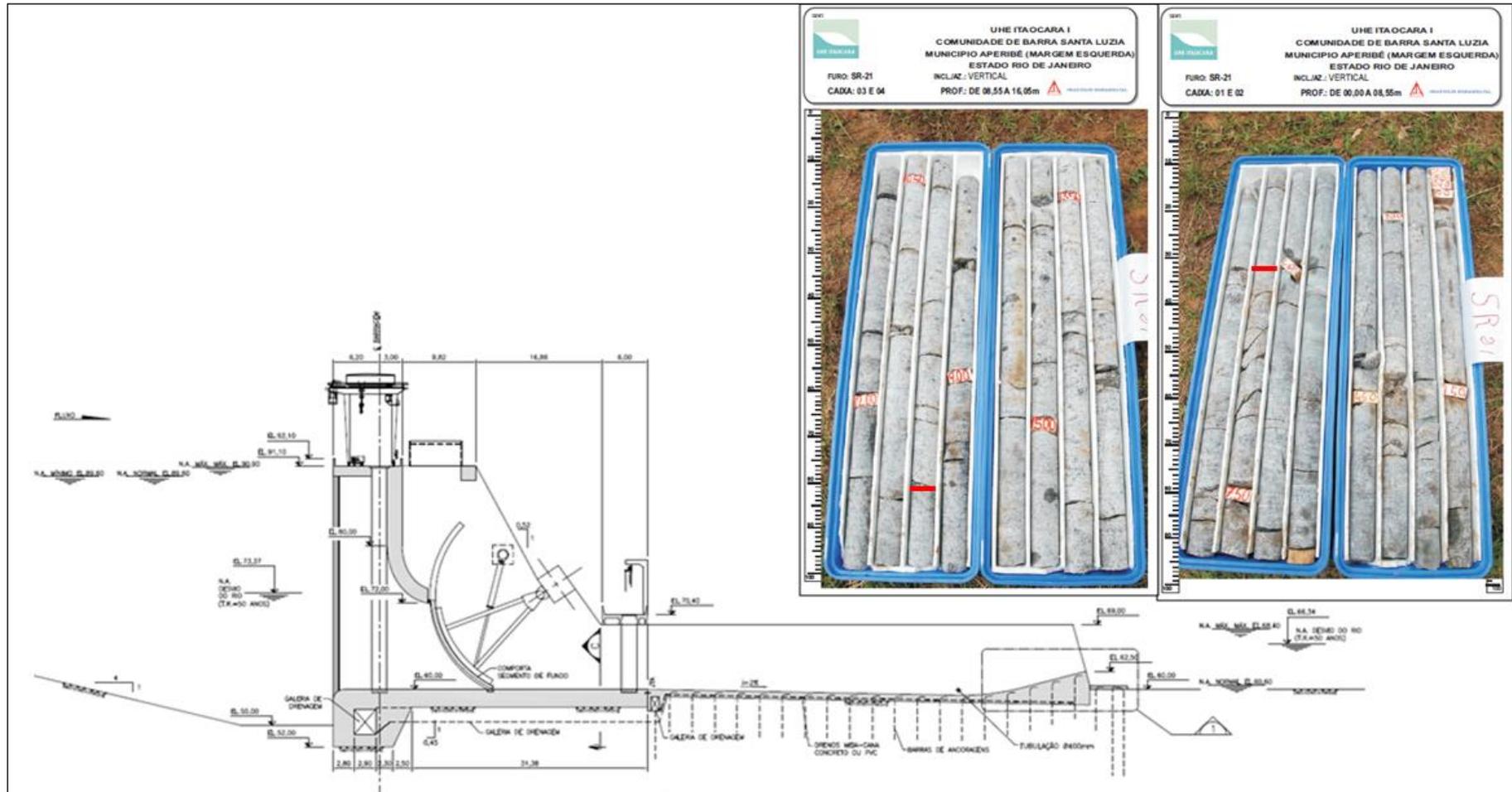


Figura 5.4 – Seção Longitudinal Típica do Descarregador de Fundo, Considerada na Memória de Cálculo da Estabilidade da Estrutura. Os traços Vermelhos nas Fotos Indicam o Trecho de Maciço Rochoso de Fundação Previsto para Assentamento da Estrutura.

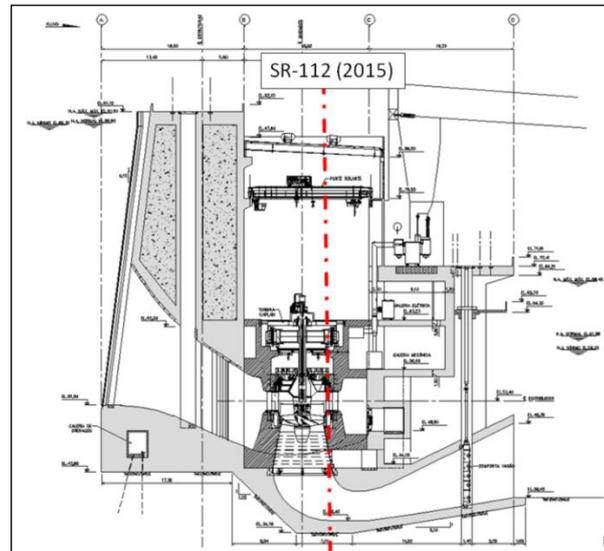


Figura 5.5 – Seção Longitudinal Típica da Tomada de Água/ Casa de Força Considerada na Memória de Cálculo de Estabilidade da Estrutura.



Figura 5.6 – Detalhe dos Testemunhos da Sondagem SR-112 Executada Sobre o Local de Implantação da Casa de Força, com 30º de Inclinação com a Vertical, Comprovando a Boa Qualidade Geomecânica e o Baixo Grau de Fraturamento na Elevação de Assentamento da Estrutura de Concreto