

# CRITÉRIOS DE PROJETO CIVIL DE **USINAS HIDRELÉTRICAS**



**Eletrobrás** 



Outubro/2003

## Centrais Elétricas Brasileiras S.A. - ELETROBRÁS

Presidente

**Luiz Pinguelli Rosa**

Diretor Financeiro

**Alexandre Magalhães da Silveira**

Diretor de Projetos Especiais e Desenvolvimento Tecnológico e Industrial

**José Drumond Saraiva**

Diretor de Administração

**Roberto Garcia Salmeron**

Diretor de Engenharia

**Valter Luiz Cardeal de Souza**

<b>CAPÍTULO 1</b>	.....	11
<b>APRESENTAÇÃO</b>		
<b>CAPÍTULO 2</b>	2.1	15
<b>INTRODUÇÃO</b>	2.2	16
	2.3	16
	2.4	16
	2.5	17
	2.5.1	17
	2.5.2	19
	2.5.3	19
<b>CAPÍTULO 3</b>	3.1	21
<b>CRITÉRIOS DE PROJETO</b>	3.2	21
<b>HIDROLÓGICOS</b>	3.2.1	21
<b>E HIDRÁULICOS</b>	3.2.2	21
	3.3	22
	3.3.1	22
	3.3.2	22
	3.4	22
	3.4.1	22
	3.4.2	23
	3.4.3	23
	3.4.4	24
	3.4.5	24
	3.5	24
	3.5.1	25
	3.5.2	26
	3.5.3	28
	3.5.4	29
	3.5.5	30
	3.6	31
	3.6.1	31
	3.6.2	36

3.6.3	Estruturas de Dissipação de Energia .....	39
3.7	Circuito Hidráulico de Geração .....	41
3.7.1	Canal de Adução .....	41
3.7.2	Tomada de Água .....	42
3.7.3	Conduto Adutor .....	47
3.7.4	Conduto Forçado .....	47
3.7.5	Canal de Fuga .....	53
3.8	Chaminé de Equilíbrio .....	53
3.8.1	Introdução .....	53
3.8.2	Critério Simplificado da Canambra .....	53
3.8.3	Extensão do Critério da Canambra .....	54
3.8.4	Inércia das Massas Girantes .....	55
3.8.5	Operação em Sistema Interligado .....	58
3.8.6	Necessidade de Chaminé de Equilíbrio .....	61
3.8.7	Dimensionamento da Chaminé de Equilíbrio .....	62
3.8.7.1	Dimensões Mínimas .....	62
3.8.7.2	Crítérios de Dimensionamento .....	63
3.9	Estudos de Remanso .....	63
3.10	Estudo de Vida Útil do Reservatório .....	64
3.10.1	Introdução .....	64
3.10.2	Avaliação do Assoreamento .....	64
3.10.3	Estudos a Serem Realizados .....	67
3.10.4	Controle do Assoreamento de Reservatórios .....	68
3.11	Estudos Hidráulicos em Modelos Reduzidos .....	69
3.11.1	Dados Básicos .....	69
3.11.2	Escalas .....	69
3.11.3	Escolha do Tipo de Modelo a Ser Adotado .....	70
3.11.4	Limites dos Modelos .....	71
3.11.5	Aferição do Estirão Fluvial .....	71
3.11.6	Estudo das Estruturas Hidráulicas de Desvio .....	72
3.11.7	Estudo da Estrutura do Vertedouro .....	73
3.11.8	Estudo da Estrutura de Dissipação de Energia .....	73
3.11.9	Estudo das Estruturas do Circuito Hidráulico de Geração .....	74
3.11.10	Plano de Operação das Comportas do Vertedouro .....	75
3.12	Drenagem das Águas Pluviais .....	75
3.12.1	Introdução .....	75
3.12.2	Período de Retorno e Critérios de Segurança .....	75
3.12.3	Cálculo da Chuva de Projeto .....	76
3.12.4	Determinação da Vazão de Projeto .....	77
3.12.5	Dimensionamento das Estruturas .....	78
3.12.6	Controle de Erosão a Jusante dos Dispositivos de Drenagem .....	80
3.13	Referências Bibliográficas .....	81

## **CAPÍTULO 4** **PROPRIEDADE** **DOS MATERIAIS**

4.1	Generalidades .....	83
4.2	Concreto .....	83
4.2.1	Ensaíos .....	83
4.2.2	Classes de Concreto .....	86
4.2.3	Propriedades do Concreto .....	88
4.3	Cimento Portland .....	99
4.4	Materiais Pozolânicos .....	104
4.5	Agregados .....	105
4.6	Aditivos .....	108
4.7	Água .....	109
4.8	Resistências de Dosagem e de Controle .....	109
4.9	Traços Teóricos .....	111
4.10	Aços .....	111
4.10.1	Aços para Concreto Armado .....	111
4.10.2	Aços para Concreto Protendido .....	111
4.11	Dispositivos de Vedação e Aparelhos de Apoio .....	112
4.11.1	Dispositivos de Vedação .....	112
4.11.2	Aparelhos de Apoio .....	112
4.12	Outros Materiais .....	114

## **CAPÍTULO 5** **AÇÕES DE PROJETOS**

5.1	Generalidades .....	115
5.2	Cargas Permanentes .....	115
5.2.1	Peso Próprio .....	115
5.2.2	Cargas Diversas .....	116
5.3	Cargas Acidentais .....	117
5.3.1	Sobrecargas .....	117
5.3.2	Cargas Devido à Presença de Equipamentos Eletromecânicos .....	118
5.3.3	Cargas de Construção e Ações Temporárias .....	122
5.4	Cargas Móveis .....	122
5.5	Vibração e Impacto .....	122
5.6	Pressões Hidrostáticas .....	123
5.7	Pressões Hidrodinâmicas .....	123
5.7.1	Pressões Hidrodinâmicas Devidas a Esforços Hidráulicos .....	123
5.7.2	Pressões Hidrodinâmicas Devidas a Ações Sísmicas .....	124
5.8	Pressões Intersticiais .....	126
5.8.1	Subpressões no Cantato das Estruturas de Concreto com a Fundação .....	127
5.8.2	Subpressões em Seções de Concreto .....	130
5.8.3	Subpressões em Planos da Rocha Inferiores ao Contato Concreto/Fundação .....	131
5.9	Pressão de Material Assoreado .....	131
5.10	Empuxos de Terraplenos .....	132
5.10.1	Situações de Análise e Seleção de Parâmetros .....	133

5.10.2	Determinação dos Empuxos .....	134
5.10.3	Aspectos Gerais de Empuxo do Terraplano .....	135
5.10.4	Cálculo de Empuxos .....	135
5.11	Ações Devidas ao Vento .....	138
5.11.1	Estruturas Suscetíveis a Danos .....	138
5.12	Dilatação, Retração e Deformação Lenta .....	139
5.13	Referências Bibliográficas .....	140

## **CAPÍTULO 6** **CONDIÇÕES DE** **CARREGAMENTO**

6.1	Generalidades .....	141
6.2	Condição de Carregamento Normal (CCN) .....	142
6.3	Condição de Carregamento Excepcional (CCE) .....	142
6.4	Condição de Carregamento Limite (CCL) .....	142
6.5	Condição de Carregamento de Construção (CCC) .....	143
6.6	Combinação de Ações .....	143
6.7	Referências Bibliográficas .....	144

## **CAPÍTULO 7** **BARRAGENS E ESTRUTURAS** **DE CONCRETO** **- SEGURANÇA GLOBAL**

7.1	Generalidades .....	145
7.2	Análise de Estabilidade Global .....	145
7.2.1	Fator de Segurança à Flutuação (FSF) .....	146
7.2.2	Fator de Segurança ao Tombamento (FST) .....	147
7.2.3	Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD) .....	147
7.3	Análise de Tensões, Tensões Admissíveis, Tensões de Serviço e Deformações .....	150
7.3.1	Tensões Normais (de serviço) em Estruturas de Concreto Massa e na Base das Fundações .....	150
7.3.2	Análise de Tensões e Deformações pelo Método dos Elementos Finitos .....	152
7.3.3	Tensões Admissíveis do Concreto Massa .....	152
7.3.4	Tensões Admissíveis nas Fundações .....	153
7.4	Coefficientes de Segurança – Valores Mínimos Admissíveis .....	154
7.4.1	Fatores de Redução da Resistência do Atrito e da Coesão (FSD <sub>Ø</sub> e FSD <sub>C</sub> ) .....	154
7.4.2	Fatores de Segurança ao Tombamento (FST) e Flutuação (FSF) .....	155
7.5	Referências Bibliográficas .....	155

**CAPÍTULO 8**  
**BARRAGENS E ESTRUTURAS**  
**DE CONCRETO**  
**- DIMENSIONAMENTO**

8.1	Generalidades .....	157
8.2	Análise Estrutural .....	157
8.2.1	Combinação de Carregamentos .....	157
8.2.2	Coefficientes de Segurança .....	158
8.3	Dimensionamento .....	159
8.3.1	Estruturas em Concreto Armado .....	159
8.3.2	Estruturas em Concreto Protendido .....	159
8.3.3	Estruturas em Concreto Massa .....	159
8.3.4	Estruturas em Concreto Compactado com Rolo .....	161
8.4	Estados Limites Últimos .....	161
8.4.1	Instabilidade Elástica .....	161
8.4.2	Fadiga .....	161
8.5	Estados Limites de Utilização .....	161
8.5.1	Deformação Excessiva .....	161
8.5.2	Fissuração .....	161
8.5.3	Vibrações e Impacto .....	161
8.6	Disposições Construtivas .....	162
8.6.1	Cobrimento das Armaduras .....	162
8.6.2	Espaçamento Entre as Barras .....	163
8.6.3	Esperas e Emendas das Barras .....	163
8.6.4	Dobramento das Barras .....	163
8.6.5	Armadura Contra a Retração .....	163
8.6.6	Espaçamento dos Drenos .....	164
8.7	Referências Bibliográficas .....	165

**CAPÍTULO 9**  
**BARRAGENS DE TERRA**  
**E ENROCAMENTO**  
**- CONCEPÇÃO**

9.1	Generalidades .....	167
9.2	Materiais de Construção .....	167
9.2.1	Geral .....	167
9.2.2	Balanço de Materiais .....	168
9.2.3	Materiais para Zonas Impermeáveis .....	169
9.2.4	Materiais para Filtros e Transições .....	174
9.2.5	Enrocamentos .....	177
9.3	Definição das Seções Típicas das Barragens .....	180
9.3.1	Fatores que Influenciam a Escolha da Seção .....	180
9.3.2	Barragem de Seção Homogênea .....	180
9.3.3	Barragem de Terra - Enrocamento .....	183
9.3.4	Barragens de Enrocamento com Face de Concreto .....	184
9.4	Referências Bibliográficas .....	186

**CAPÍTULO 10**  
**BARRAGENS DE TERRA**  
**E ENROCAMENTO**  
**- DIMENSIONAMENTO**

10.1	Generalidades .....	187
10.2	Análises de Percolação .....	187
10.2.1	Análises de Fluxo pelo Maciço e Fundação .....	187
10.2.2	Dimensionamento de Sistemas de Drenagem .....	189
10.2.3	Dimensionamento de Transições .....	190
10.2.4	Dimensionamento de Sistemas de Impermeabilização .....	191
10.3	Análises de Estabilidade ao Escorregamento .....	192
10.3.1	Consideração dos Esforços Solicitante e Resistentes .....	192
10.3.2	Casos de Carregamento .....	192
10.3.3	Parâmetros e Considerações de Análise .....	192
10.3.4	Métodos de Análise .....	196
10.3.5	Crítérios de Aceitação .....	197
10.4	Análises de Tensões e Deformações .....	198
10.5	Proteção de Taludes .....	200
10.5.1	Talude de Montante .....	200
10.5.2	Talude de Jusante da Barragem de Terra .....	200
10.6	Barragens de Enrocamento com Face de Concreto .....	201
10.6.1	Zoneamento da Seção Transversal .....	201
10.6.2	Características dos Enrocamentos .....	201
10.6.3	Lagura da Crista .....	202
10.6.4	Espessura da Face do Concreto .....	202
10.6.5	Armadura da Face do Concreto .....	203
10.6.6	Juntas .....	203
10.6.7	Plinto .....	204
10.6.8	Transições .....	205
10.6.9	Cortina de Vedação .....	205
10.6.10	Muro de Crista .....	205
10.7	Referências Bibliográficas .....	205

**CAPÍTULO 11**  
**JUNTAS E REQUISITOS**  
**ESPECIAIS PARA**  
**ESTRUTURAS DE CONCRETO**

11.1	Juntas de Construção .....	207
11.1.1	Crítérios Gerais de Tratamento .....	207
11.1.2	Juntas Horizontais .....	207
11.1.3	Juntas Verticais .....	208
11.2	Juntas de Contração .....	208
11.3	Juntas de Dilatação ou Expansão .....	209
11.4	Dispositivo de Vedação .....	209
11.4.1	Materiais Utilizados .....	209
11.4.2	Crítérios Gerais para Utilização .....	210
11.5	Chavetas .....	210
11.6	Drenos de Juntas .....	211
11.7	Injeções entre Blocos .....	211



11.8	Dispositivos de Ancoragem .....	212
11.8.1	Tipos de Ancoragem .....	212
11.9	Aparelhos de Apoio .....	213
11.10	Estudos Térmicos do Concreto Massa .....	214
11.11	Referências Bibliográficas .....	217

## **CAPÍTULO 12** **ESCAVAÇÕES**

12.1	Generalidades .....	219
12.2	Tipos de Escavação .....	220
12.2.1	Vida Útil das Escavações .....	220
12.2.2	Localização Geral das Escavações .....	220
12.3	Procedimentos de Projetos .....	221
12.4	Condicionantes Hidráulico-Estruturais .....	221
12.5	Condicionantes Geológico-Geotécnicas .....	222
12.5.1	Investigações Geológico-Geotécnicas .....	222
12.5.2	Previsão das Condições Executivas .....	223
12.6	Projeto Geotécnico .....	227
12.6.1	Escavações a Céu Aberto .....	227
12.6.2	Escavações Subterrâneas .....	230
12.6.3	Projeto de Drenagem para Escavação .....	232
12.6.4	Projeto de Proteção Superficial de Taludes em Solos .....	232
12.6.5	Tratamento de Taludes Rochosos .....	233
12.6.6	Tratamento das Escavações Subterrâneas .....	233
12.6.7	Controle Ambiental das Escavações Subterrâneas .....	234
12.7	Projeto Geométrico .....	234
12.7.1	Escavações a Céu Aberto .....	234
12.7.2	Escavações Subterrâneas .....	235
12.7	Referências Bibliográficas .....	235

## **CAPÍTULO 13** **TRATAMENTO DAS** **FUNDAÇÕES**

13.1	Generalidades .....	237
13.2	Tratamento Superficial .....	239
13.2.1	Remoção de Materiais Indesejáveis .....	239
13.2.2	Regularização da Fundação .....	239
13.2.3	Limpeza .....	240
13.2.4	Recobrimento Superficial .....	240
13.2.5	Drenagem Superficial .....	241
13.2.6	Injeções Localizadas .....	241
13.3	Tratamentos Profundos .....	241
13.3.1	Projeto Geotécnico .....	242
13.3.2	Consolidação da Fundação .....	242
13.3.3	Injeção Profunda das Fundações .....	243

13.3.4	Drenagem Profunda das Fundações em Rocha .....	244
13.3.5	Drenagem Profunda das Fundações em Solo .....	246
13.4	Critérios para Liberação de Fundações .....	246
13.5	Referências Bibliográficas .....	247

## **CAPÍTULO 14**

### **AUSCULTAÇÃO E**

### **INSTRUMENTAÇÃO DAS**

### **OBRAS CIVIS**

14.1	Generalidades .....	249
14.2	Critérios de Projeto de Instrumentação .....	250
14.2.1	Grandezas a serem Monitoradas .....	250
14.2.2	Seleção dos Blocos ou Seções "Chave" .....	253
14.2.3	Quantidade de Instrumentos .....	253
14.2.4	Seleção dos Tipos de Instrumentos .....	254
14.2.5	Instrumentação de Barragens de Pequeno Porte .....	256
14.2.6	Codificação dos Instrumentos e Simbologia .....	257
14.3	Fases para Elaboração de Projetos de Instrumentação .....	260
14.3.1	Estudos de Viabilidade e Projeto Básico .....	260
14.3.2	Projeto Executivo .....	260
14.4	Critérios para o Estabelecimento de Valores de Controle para Instrumentação .....	261
14.4.1	Manual de Supervisão do Comportamento da Barragem .....	261
14.4.2	Determinação dos Valores de Referência para Cada Instrumento .....	261
14.5	Critérios de Operação, Processamento e Análise de Dados .....	263
14.5.1	Leitura e Processamento dos Dados .....	263
14.5.2	Frequência da Leitura dos Instrumentos .....	263
14.5.3	Apresentação dos Resultados .....	265
14.5.4	Análise e Interpretação dos Resultados .....	266
14.5.5	Avaliação por Consultores Especiais .....	266
14.6	Inspeções Visuais "In Situ" .....	267
14.6.1	Frequência das Inspeções .....	268
14.7	Referências Bibliográficas .....	269

## **ANEXO A**

### **ESTUDO DE RUPTURA**

### **DA BARRAGEM**

A.1	Introdução .....	271
A.2	Causas de Ruptura .....	272
A.3	Metodologia de Cálculo Preliminar .....	272
A.4	Metodologia de Cálculo Definitivo .....	274
A.5	Plano de Ações Emergenciais (PAE) .....	275
A.6	Referências Bibliográficas .....	277

# CAPÍTULO 1

## APRESENTAÇÃO

A segurança das barragens constitui uma preocupação permanente para as entidades governamentais, tanto por sua importância econômica específica como pelo risco potencial que representa a possibilidade de ruptura ou outro acidente grave, em termos de vidas humanas, impacto ao meio ambiente, prejuízos materiais e os reflexos econômico-financeiros.

Considerando a recente privatização parcial do setor elétrico, e visando a manutenção do padrão de qualidade dos projetos hidrelétricos, a ELETROBRÁS resolveu consolidar no documento “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”, a experiência das concessionárias de energia elétrica federais e estaduais, de modo a preservar a memória do Setor Elétrico adquirida ao longo dos últimos 50 anos de projeto e construção de usinas hidrelétricas

Este documento, iniciado pela ELETROBRÁS em outubro de 1999, com o apoio do CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens, procurou uniformizar e definir os critérios utilizados no desenvolvimento de projetos em nível de Viabilidade, Básico e Executivo de Usinas Hidrelétricas. Está elaborado nos moldes daqueles produzidos pelo Bureau of Reclamation-USBR, pelas concessionárias de energia elétrica e por diversas projetistas.

Não se trata de um rol de exigências ou condições mínimas, mas de um documento de orientação ao estabelecimento do projeto com adequadas condições de qualidade técnica, segurança e custo. Características particulares podem indicar o interesse ou necessidade de alteração ou complementação dos critérios aqui definidos em casos específicos.

A elaboração destes critérios contou com a participação em sua primeira fase de trabalho, de técnicos da ELETROBRÁS (coordenação do Grupo Técnico), concessionárias de energia elétrica (CHESF, ELETRONORTE, FURNAS, CEMIG, COPEL e ITAIPU) e de representantes do CBDB e do LACTEC/CEHPAR. Após o término desta fase, foi emitida uma primeira minuta, para análise e comentários dos trabalhos, por parte de consultores independentes, para a consolidação deste documento final.

## COORDENAÇÃO DOS TRABALHOS

pela ELETROBRÁS

Valter Luiz Cardeal de Souza

*Diretor de Engenharia - DE*

Luciano Nobre Varella

*Chefe do Departamento de Engenharia e Meio Ambiente - DEA*

Ângelo Antonio Carillo

*Chefe da Divisão de Engenharia de Geração*

pelo CBDB

Cassio Baumgratz Viotti

## SUPERVISÃO TÉCNICA DOS TRABALHOS

Grupo Técnico de Coordenação - GT

Sérgio Corrêa Pimenta - Coordenador do GT- ELETROBRÁS (Consultor)

Auréllo Alves Vasconcelos - CHESF

Antônio Sérgio Guerra Gabinio - COPEL

Ademar Sergio Fiorini - ITAIPU

Fernanda Tavares R. de Oliveira - CEMIG

Hélio Costa de Barros Franco - ELETRONORTE

Massahiro Shimabukuro - FURNAS

Tibiriçá Gomes de Mendonça - CEMIG

## COLABORADORES

Pela CEMIG

Luíz Carlos Gomide

Marcus Gontijo Rocha

Maria Cecília Novais Firmo Ferreira

Virmondes Rodrigues da Cunha

Pela CHESF

Alberto Jorge Tavares Cavalcanti

José Aquino de Souza

Ricardo José Barbosa de Souza

Pela COPEL

Denise Araújo Vieira Kruger

Marcos Alberto Soares

Nelson Saks

Paulo Levis

Pela ELETROBRÁS

José Antônio Rosso

José Carlos Vieira Milanez (Consultor)

Heitor Barros de Oliveira (Consultor)

Márcio Corrêa Pimenta

Rafael Mora de Melo (Consultor)

Pela ELETRONORTE

Arnaldo Ferreira da Costa

Gilson Machado da Luz

Gilson Motta

Marcos Elias

Por FURNAS

Antonio Vieira Cavalcanti

José Ademar de Mello Franco

José Francisco Farage do Nascimento

Rubens Machado Bittencourt

Por ITAIPU

Evangelista Caetano Porto

Pelo CBDB

Cassio Baumgratz Viotti

Erton Carvalho

Joaquim Pimenta de Ávila

José Bernardino Botelho

Massahiro Shimabukuro

Newton de Oliveira Carvalho

Pelo LACTEC/CEHPAR

André Luís Tonso Fabiani

Pela ENGEVIX Engenharia S/C Ltda

Álvaro Eduardo Sardinha

Carlos Corrêa

José Antunes Sobrinho

Pela THEMAG Engenharia

João Carlos Dal' Fabbro

Sergio Cifu

**CONSULTORES  
INDEPENDENTES**

João Francisco Alves Silveira

Nelson L. de Souza Pinto

Sérgio N. A. de Brito

Walton Pacelli de Andrade

## 2.1 GENERALIDADES

Este documento apresenta os Critérios Gerais de Projeto Civil para o desenvolvimento de projetos de Usinas Hidrelétricas em todas as suas etapas: viabilidade, básico e executivo. Para o projeto executivo, estes critérios poderão ser complementados por critérios específicos de projeto, que orientarão o detalhamento de cada estrutura componente em particular.

Estes critérios, baseados em análises teóricas e experimentais de utilização consagrada, tem por finalidade orientar as condições exigíveis na verificação da segurança das estruturas principais das UHEs e estabelecer as definições, normas, diretrizes e critérios de quantificação das ações e das resistências a considerar no projeto das estruturas, que permitam a máxima eficiência, durabilidade e confiabilidade da geração energética.

Na elaboração destes critérios procurou-se dar um sentido o mais abrangente possível na matéria tratada, incluindo-se o estado da arte com relação às estruturas dos aproveitamentos e seus métodos construtivos.

As soluções de engenharia selecionadas para o projeto devem ser confiáveis, seguras e comprovadas pela experiência e não indevidamente arrojadas ou complicadas. Soluções de projeto seguras e simples devem ser selecionadas e analisadas em detalhe para assegurar a sua adequação e inteira concordância com os requisitos básicos. Considerações de custos não deverão ter prioridade sobre aspectos de segurança e de confiabilidade.

Durante a execução dos aproveitamentos, deverá ser verificado se existem divergências entre os parâmetros efetivos do aproveitamento e os adotados nos critérios de projeto, o que poderá levar a eventuais modificações na concepção do projeto original.

Aos eventos excepcionais e às suas conseqüências, devem ser dispensadas considerações apropriadas. Estes eventos poderão ser causados pela própria natureza ou poderão ser resultantes de falhas de operação, manutenção ou conduta nociva. Os critérios de projeto devem incorporar componentes capazes de prevenir ou pelo

menos aliviar os efeitos de tais eventos excepcionais, reservando uma margem de segurança nas análises, com esta finalidade.

## 2.2 CONTEÚDO E ESTRUTURA

Nos Critérios de Projeto, incluem-se padrões, métodos de análise estrutural e hidráulica, hipóteses de carga, tensões admissíveis, tipos de materiais, juntas e condições de suas utilizações, hipóteses de projeto, além de outros dados e procedimentos gerais para os seguintes elementos de projeto:

- ⇒ Obras de Desvio do Rio;
- ⇒ Reservatório;
- ⇒ Barragens de Concreto, Terra e Enrocamento e Diques;
- ⇒ Tomada de Água;
- ⇒ Conduitos Forçados e Túneis;
- ⇒ Chaminé de Equilíbrio;
- ⇒ Casa de Força e Estruturas Associadas;
- ⇒ Canais de Adução e de Fuga;
- ⇒ Vertedor, Calha e Bacia de Dissipação;
- ⇒ Muros de Arrimo.

## 2.3 NOMENCLATURA

- N.A. – Nível de água;
- $\gamma_f$  – Coeficiente de majoração das cargas atuantes;
- $\gamma_c$  – Coeficiente de minoração da resistência característica do concreto;
- $\gamma_s$  – Coeficiente de minoração da resistência característica do aço;
- $f_{ck}$  – Resistência característica à compressão do concreto;
- $f_{tk}$  – Resistência característica à tração do concreto;
- $f_{cj}$  – Resistência média à compressão com carregamento rápido na idade de "j" dias;
- $\delta$  – Desvio padrão.

## 2.4 NORMAS TÉCNICAS

As normas e padrões que serão utilizados para a elaboração do Projeto serão as últimas edições das Normas e Regulamentos da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

Casos específicos e/ou omissos serão supridos pelas normas, regulamentos e padrões técnicos das organizações abaixo relacionadas no que lhes for próprio:



- ⇒ American Association of State Officials - ASSHO;
- ⇒ American Concrete Institute - ACI;
- ⇒ American National Standard Institute - ANSI;
- ⇒ American Institute of Steel Construction - AISC;
- ⇒ American Society of Civil Engineers - ASCE;
- ⇒ American Society for Testing Materials - ASTM;
- ⇒ American Water Works Association - AWWA;
- ⇒ American Welding Society - AWS;
- ⇒ Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP;
- ⇒ Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE;
- ⇒ Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS;
- ⇒ Associação Brasileira de Mecânica das Rochas - ABMR;
- ⇒ Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH;
- ⇒ Association Française de Normalisation - AFNOR;
- ⇒ British Standards - BS;
- ⇒ California Department of Water Resources - CDWR;
- ⇒ Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB;
- ⇒ Comité Eurointernational du Béton - CEB;
- ⇒ Concrete Reinforcing Steel Institute - CRSI;
- ⇒ Deutsche Industrie Normen - DIN;
- ⇒ Instituto Brasileiro de Concreto - IBRACON;
- ⇒ Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT;
- ⇒ International Committes on Large Dams - ICOLD;
- ⇒ Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC;
- ⇒ Société Hydrique Française - SHF;
- ⇒ United States Army Corps of Engineers - USACE;
- ⇒ United States Bureau of Reclamation - USBR;
- ⇒ United States Federal Specifications - USFS.

## 2.5 DEFINIÇÕES

### 2.5.1 Níveis de Água

√ Nível Máximo Normal no Reservatório  
Nível de água máximo no reservatório para fins de operação normal da usina. Corresponde ao nível que limita a parte superior do volume útil.

√ Nível Mínimo Normal no Reservatório  
Nível de água mínimo no reservatório para fins de operação normal da usina. Corresponde ao nível que limita a parte inferior do volume útil.

- √ Nível de Máxima Enchente no Reservatório  
Nível máximo atingido no reservatório resultante da passagem da cheia de projeto da barragem, admitindo-se o reservatório no Nível Máximo Normal no início do evento e todas as comportas dos órgãos extravasores operativas.
  
- √ Nível Máximo Operativo no Canal de Fuga  
Nível de água a jusante da Casa de Força para a vazão correspondente ao somatório dos engolimentos máximos de todas as turbinas, com vazão vertida nula.
  
- √ Nível mínimo Operativo no Canal de Fuga  
Nível de água a jusante da Casa de Força para a vazão correspondente ao engolimento nominal da máquina de menor capacidade, com vazão vertida nula.
  
- √ Nível Mínimo no Canal de Fuga  
Nível mínimo de água a jusante da Casa de Força com vazão nula através das turbinas.
  
- √ Nível de Máxima Enchente no Canal de Fuga  
Nível de água a jusante da Casa de Força resultante da passagem da cheia de projeto da Casa de Força.
  
- √ Nível de Máxima Enchente a Jusante da Barragem  
Nível de água imediatamente a jusante da barragem resultante da passagem da cheia de projeto da barragem.
  
- √ Nível Mínimo a Jusante da Barragem  
Nível mínimo de água que pode ocorrer a jusante da barragem.
  
- √ Nível de Máxima Enchente a Jusante do Vertedouro  
Nível máximo de água a jusante do vertedouro resultante da passagem da cheia de projeto da barragem.
  
- √ Nível Mínimo a Jusante do Vertedouro  
Nível mínimo de água a jusante do vertedouro sem vertimento, considerando, quando houver, a influência da vazão nominal de uma máquina pelo Canal de Fuga.

## 2.5.2 Borda Livre

### √ Borda Livre Normal da Barragem

É a distância vertical entre o nível máximo normal no reservatório e a cota de galgamento da barragem.

### √ Borda Livre Mínima da Barragem

É a distância vertical entre o nível de máxima enchente no reservatório e a cota de galgamento da barragem.

### √ Borda Livre da Ensecadeira

É a distância vertical entre o nível resultante da passagem da vazão de desvio e a cota de galgamento da ensecadeira.

### √ Borda Livre da Casa de Força

É a distância vertical entre o nível de máxima enchente no Canal de Fuga e a cota de proteção da Casa de Força.

## 2.5.3 Descargas

### 2.5.3.1 Vazões da Cheia

#### √ Cheia Máxima Provável

É a cheia afluyente ao reservatório definida pela hidrógrafa resultante da Precipitação Máxima Provável - PMP, sobre a bacia de drenagem a montante da barragem, (conforme procedimentos recomendados pela World Meteorological Organization - 1973), admitindo-se condições críticas de escoamento superficial e levando-se em conta os efeitos dos reservatórios de montante e do próprio reservatório da barragem considerada. Também denominada de PMF (do inglês "Probable Maximum Flood").

#### √ Cheia de Dada Recorrência

Cheia resultante dos estudos de análise de frequência de vazões máximas anuais no período histórico, caracterizada pelo respectivo tempo de recorrência (TR) expresso em número de anos.

#### √ Cheia de Projeto da Barragem

É a cheia caracterizada pela máxima hidrógrafa afluyente ao reservatório, que define a capacidade do vertedouro para garantir a segurança da barragem, levando-se em conta o efeito de amortecimento do reservatório.

√ Cheia de Projeto da Casa de Força

É a cheia que, após propagação pelo reservatório, produz o nível de água no Canal de Fuga que condiciona a proteção da Casa de Força contra inundação.

#### 2.5.3.2 *Vazões de Desvio*

São vazões de cheia de dada recorrência, consideradas nas diferentes fases de manejo do rio durante a construção.

#### 2.5.3.3 *Vazões de Operação*

√ Engolimento Nominal da Turbina

É a vazão através da turbina para a altura de queda, potência e velocidade nominais.

√ Engolimento Máximo da Turbina

É a maior vazão que se pode verificar através da turbina em condições normais de operação.

√ Vazão Sanitária

É a vazão mínima a ser garantida a jusante do aproveitamento e que atenda às exigências dos órgãos ambientais e da legislação em vigor.

**3.1**  
**GENERALIDADES**

Os critérios hidráulicos definidos neste capítulo estabelecem os princípios gerais do projeto hidráulico, sem limitar as numerosas soluções e alternativas que podem resultar em cada projeto.

**3.2**  
**NÍVEIS DE ÁGUA**

**3.2.1 Nível de Água no Reservatório**

√ Nível Máximo Normal no Reservatório

O Nível Máximo Normal no reservatório será definido através dos estudos energéticos, levando-se em consideração possíveis condicionantes ambientais.

√ Nível Mínimo Normal no Reservatório

O Nível Mínimo Normal no reservatório será definido através dos estudos energéticos, levando-se em consideração possíveis condicionantes ambientais.

√ Nível de Máxima Enchente no Reservatório (Nível Máximo Maximorum)

O Nível de Máxima Enchente no reservatório resultará da propagação da cheia de projeto da barragem, impondo-se a operação das comportas para manter constante o nível do reservatório até que a vazão afluyente atinja a capacidade máxima do vertedouro com o reservatório no Nível Máximo Normal. A laminação da cheia, a partir deste ponto, será automática. Não se considera o efeito do vento.

**3.2.2 Nível de Água de Jusante**

Os níveis de água a jusante serão definidos com base na curva-chave estabelecida para o local.

O nível mínimo no canal de fuga será definido em função da vazão sanitária, ou em função da vazão de engolimento nominal de uma máquina.

### **3.3** **BORDA LIVRE** **DA BARRAGEM,** **ENSECADEIRAS** **E CASA DE FORÇA**

#### **3.3.1 Borda Livre Normal**

##### √ Borda Livre Normal da Barragem

Em barragens de terra ou enrocamento, a borda livre normal será definida para absorver o efeito das ondas provocadas pelo vento, segundo método de Saville ref. (1), admitindo-se um vento máximo de 100 km/h e uma onda com 2% de probabilidade de ser superada. Deverá ser limitada ao mínimo de 3,0 m.

Em barragens de concreto, a borda livre normal será limitada ao mínimo de 1,5 m.

##### √ Borda Livre das Ensecadeiras

A borda livre normal das ensecadeiras deverá ser limitada ao mínimo de 1,0 m.

##### √ Borda Livre da Casa de Força

A borda livre da Casa de Força será no mínimo de 1,0 m.

#### **3.3.2 Borda Livre Mínima**

##### √ Borda Livre Mínima da Barragem

Em maciços de terra ou enrocamento, a borda livre mínima deverá ser de 1,0 m acima do Nível de Máxima Enchente do reservatório.

Em barragens de concreto, a borda livre mínima deverá ser de 0,5 m acima do Nível de Máxima Enchente do reservatório.

### **3.4** **VAZÕES**

#### **3.4.1 Vazão de Projeto dos Órgãos Extravasores ou Cheia de Projeto da Barragem**

Para barragens maiores que 30 m ou cujo colapso envolva risco de perdas de vidas humanas (existência de habitações permanentes a jusante), a vazão de projeto dos órgãos extravasores, ou cheia de projeto, será a cheia máxima provável.

Para barragens de altura inferior a 30 m ou com reservatório com volume menor que 50.000.000 m<sup>3</sup> e, não havendo risco de perdas de vidas humanas (inexistência de habitações permanentes a jusante), a cheia de projeto será definida através de uma análise de risco, respeitada a recorrência mínima de 1000 anos.

### 3.4.2 Vazão de Projeto da Casa de Força

Será definida através de uma análise de risco das vazões naturais médias diárias, respeitada a recorrência mínima de 1000 anos.

### 3.4.3 Vazões de Desvio

As vazões de desvio, para cada fase do manejo do rio, serão definidas pelos tempos de recorrência resultantes de uma análise de risco, confrontando-se o custo das obras de desvio com o valor esperado do custo dos danos resultantes das respectivas enchentes. No cálculo dos danos serão considerados os danos locais, os custos devidos a atraso no cronograma e eventuais danos a montante e a jusante.

#### √ Análise de Risco

Para cada fase de manejo do rio durante a construção, as vazões de dimensionamento das obras de desvio deverão ser definidas em função do risco de inundação da área ensecada, levando-se em conta o tempo de exposição a este risco.

Na definição do risco a ser adotado, deverão ser considerados os seguintes aspectos:

- ⇒ custo previsto dos danos causados à obra, resultantes de cheias superiores à considerada, incluindo-se os prejuízos advindos dos atrasos de cronograma e custos de reposição do empreendimento à situação anterior;
- ⇒ custo previsto dos danos causados às obras e comunidades a jusante ou montante, inclusive o relativo à perda de vidas humanas.

O estudo deverá considerar cada fase do desvio e ser orientado pelos critérios delineados na tabela abaixo:

TABELA 3.1

CATEGORIA DO DANO	RISCO ANUAL
Não há perigo de vidas humanas nem se prevê que ocorram danos importantes na obra e seu andamento.	5% a 20%
Não há perigo de vidas humanas mas já se prevêem danos importantes na obra e seu andamento.	2% a 5%
Há algum perigo de perda de vidas humanas e são previstos importantes danos na obra e ao seu andamento.	1% a 2%
Há perigo real de perda de vidas humanas e são previstos grandes danos à obra e ao seu andamento.	<1%

Para estruturas em que a exposição é maior que um ano, o risco no período total é definido pela relação:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

onde:

r = risco assumido;

$T_r$  = tempo de recorrência da vazão de cheia, em anos (inverso do risco anual);

n = duração da fase do desvio, em anos;

Nas operações de desvio e de fechamento final para enchimento do reservatório serão consideradas as vazões características da época prevista para as respectivas operações.

#### 3.4.4 Vazões de Operação

√ Engolimento Nominal da Turbina

Será definido com base nos estudos energéticos e de motorização.

√ Engolimento Máximo da Turbina

Será definido com base nos estudos energéticos e de motorização.

#### 3.4.5 Vazão Sanitária

É a vazão mínima a jusante do barramento e deverá atender às exigências dos órgãos ambientais e da legislação em vigor.

### 3.5

#### DESVIO DO RIO

O manejo do rio durante a construção depende do relevo local e das particularidades do projeto.

O desvio poderá ser efetuado em diversas fases ou em uma fase única em função das características do vale.

Em vales abertos, a operação de desvio poderá ser feita através do estrangulamento parcial do rio, que permanecerá na calha natural, e, após o fechamento da seção, através da própria estrutura principal.

Nos vales mais estreitos, as águas poderão ser desviadas através de túneis, galerias, estruturas rebaixadas ou adufas.



### 3.5.1 Desvio Através de Estrangulamento Parcial do Rio

O estrangulamento parcial do rio é caracterizado pela restrição parcial da calha do rio pela ensecadeira, com o fluxo direcionado para uma das margens. Poderá, em casos particulares, ser efetuado em diversas etapas.

O perfil da linha de água ao longo do desenvolvimento da ensecadeira deverá ser calculado pelo método das diferenças finitas "Standard Step Method" para a vazão de desvio resultante das análises de risco.

O coeficiente de rugosidade será estimado a partir do resultado da calibragem do leito natural do rio realizada para o trecho em questão, com base em perfis ou níveis de água medidos para condições de vazão conhecidas. Na impossibilidade de se obter esta estimativa através da calibragem, deverão ser adotados os valores fornecidos na tabela 3.2.

O controle a jusante será definido pelas observações linimétricas no campo. O eventual estabelecimento de controle hidráulico pela própria ensecadeira deverá ser particularmente verificado e levado em consideração.

Serão definidos os níveis máximos de água ao longo da ensecadeira e as velocidades máximas do fluxo para avaliação das obras de impermeabilização e/ou proteção da ensecadeira. A prática tem demonstrado que a velocidade média no trecho estrangulado deve ser de até 6 m/s.

TABELA 3.2  
COEFICIENTE DE RUGOSIDADE (REF. 4)

TIPO	MÍNIMO		MÉDIO		MÁXIMO	
	n	Ks	n	Ks	n	Ks
Canais escavados em terra:						
Limp	0,018	56	0,022	45	0,027	37
C/ alguma vegetação	0,030	45	0,027	37	0,033	30
Revestido c/ enrocamento	0,028	35	0,035	28	0,045	22
Canais ou túneis escavados em rocha	0,030	33	0,033	30	0,038	26
Canais ou túneis em concreto projetado	0,020	50	0,022	45	0,025	40
Canais e condutos de concreto	0,013	77	0,014	71	0,017	59
Rios ou canais com fundo rochoso sem vegetação nas margens	0,030	33	0,035	28	0,040	25
Rios ou canais com fundo rochoso com vegetação nas margens	0,040	25	0,045	22	0,050	20

### 3.5.2 Desvio Através de Túnel

#### √ Dimensionamento

Sempre que as condições geológicas forem favoráveis, pode-se adotar para o túnel a seção arco retângulo. Caso contrário, deverá ser adotada seção ferradura, que apresenta maior estabilidade estrutural.

A definição quanto ao número de túneis e o diâmetro a ser adotado será feita com base em um estudo econômico, levando-se em consideração o custo da estrutura e a altura resultante da ensecadeira de montante.

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.

Nos túneis sem revestimento, a velocidade de escoamento máxima admissível será definida em função da resistência da rocha à erosão, não devendo ultrapassar os valores da tabela 3.3:

TABELA 3.3

TEMPO DE RECORRÊNCIA	VELOCIDADE MÁXIMA
10 anos	15 m/s
100 a 200 anos	20 m/s
500 anos	25 m/s

#### √ Controle do fluxo após o desvio

Para o desvio através de túneis, as curvas de descarga serão definidas em função da natureza do controle hidráulico: soleira, canal livre ou conduto sob pressão, com ou sem submergência a jusante.

Serão admitidas pressões negativas ao longo dos contornos sólidos até um limite de -6,0 m de coluna de água, a serem verificadas em modelo hidráulico reduzido.

A cota da plataforma de manejo das comportas será definida em função do tempo disponível para a inspeção da estrutura de desvio após o fechamento e a remoção do equipamento de manobra, para as condições de vazão previstas.

√ Perda de Carga

As perdas de carga contínuas no túnel serão calculadas através da equação de Manning-Strickler:

$$h_f = L \left( \frac{nV}{R^{2/3}} \right)^2$$

ou da fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

onde:

- $h_f$  = perda de carga contínua, em m;
- $V$  = velocidade média na seção, em m/s;
- $L$  = comprimento do conduto, em m;
- $n$  = coeficiente de rugosidade, obtido na tabela 3.2;
- $R$  = raio hidráulico =  $A/P$ , em m;
- $A$  = área da seção molhada do túnel, em m<sup>2</sup>;
- $P$  = perímetro da seção molhada do túnel, em m;
- $f$  = coeficiente de perda de carga;
- $g$  = aceleração da gravidade, em m/s<sup>2</sup>.

O coeficiente de rugosidade ( $n$ ) será definido com base na tabela 3.2, especificamente para as paredes, piso e abóbada do túnel, dependendo do revestimento adotado. Os diferentes valores ( $n_1, n_2$ , etc.) deverão ser combinados em uma média ponderada, considerando o perímetro da superfície correspondente, da seguinte forma:

$$n = \frac{\sum_{i=1}^N n_i \cdot P_i}{\sum_{i=1}^N P_i}$$

onde:

- $n$  = coeficiente de rugosidade;
- $P$  = perímetro da superfície correspondente, em m.

O mesmo procedimento poderá ser adotado para o coeficiente de perda de carga ( $f$ ), obtido nos Gráficos 224-1, 224-5 e 224-6 do HDC ref. (3).

As perdas localizadas serão obtidas através da equação:

$$h_l = \sum K \frac{V^2}{2g}$$

onde:

$h_l$  = soma das perdas localizadas, em m;

$K$  = coeficiente de perda de carga;

$V$  = velocidade média do escoamento na seção, em m/s;

$g$  = aceleração da gravidade, em m/s<sup>2</sup>.

Para o cálculo da perda de carga na entrada, o valor de  $K$  será definido através do Gráfico 221-1 do HDC, ref.(3).

Para as perdas devido a curvaturas, o valor de  $K$  será definido através do Gráfico 228-1 do HDC, ref. (3).

### 3.5.3 Desvio Através de Galerias ou Adufas

Normalmente, as galerias serão dimensionadas para uma velocidade máxima admissível de 15 m/s. A ocorrência de velocidades superiores deverá ser justificada.

Analogamente ao caso dos túneis, as curvas de descarga serão definidas em função da natureza do controle hidráulico: soleira, canal livre ou conduto sob pressão, com ou sem submergência a jusante.

Adufas operando a plena seção serão tratadas como bocais ou como galerias de desvio, dependendo das condições particulares do projeto.

No caso de existir canal de acesso à galeria, o remanso correspondente será calculado conforme descrito no item 3.5.1.

As perdas de carga contínua e localizadas serão calculadas como descrito no item 3.5.2.

#### √ Seções Rebaixadas - Adufas

O escoamento sobre blocos rebaixados de maciços de concreto ou através de adufas em seção parcial poderá ser tratado como o escoamento sobre vertedouros de parede espessa, através da seguinte expressão:

$$Q = C_f (L - 2KH) H^{3/2}$$

onde:

Q = Vazão, em m<sup>3</sup>/s

L = largura útil da(s) adufa(s), em m;

H = carga sobre a soleira, em m;

C<sub>f</sub> = coeficiente de descarga, que varia entre 1,5 e 1,9 em função das características particulares do projeto e das proporções da soleira;

K = coeficiente de contração, geralmente tomado igual a 0,1, para uma abertura abrupta.

Considerações adicionais, inclusive o efeito de submergência a jusante, poderão ser orientados pela folha 711 do HDC Ref. (3).

#### 3.5.4 Proteção de Canais e Ensecadeiras

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

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

onde:

$V = (2g\Delta h)^{1/2}$  = velocidade limite do escoamento junto à cabeça do dique, em m/s;

$\Delta h$  = desnível na seção estrangulada pelo dique, em m;

$g_s$  = peso específico da rocha;

$g$  = peso específico da água;

$D = \sqrt[3]{\frac{6W}{pg_s}}$  = diâmetro equivalente do bloco da rocha, em m;

W = peso do bloco.

Na fase de projeto básico os estudos serão baseados na fórmula acima ou nas considerações e ábacos apresentados na folha 712-1 do HDC Ref.(3). Para os casos mais complexos, a definição final do projeto deverá ser confirmada em modelo hidráulico.

Para o peso específico da rocha igual a 2,65 t/m<sup>3</sup> e, conhecendo-se a velocidade média do escoamento resultante da passagem da vazão de desvio, o diâmetro médio do material de proteção poderá ser avaliado pelas expressões:

$$V = 4,9\sqrt{D} \text{ , válida para pedras individuais e,}$$
$$V = 6,8\sqrt{D} \text{ , válida para pedra imbricada no enrocamento,}$$

onde:

V = velocidade média do escoamento, em m/s;

D = diâmetro médio do material, em m.

A figura 3.1, na página ao lado, ilustra resultados experimentais em modelos e protótipos, referidos ao peso específico da rocha igual a 2,65 t/m<sup>3</sup>, e os situa com relação à fórmula indicada de Isbash.

### 3.5.5 Fechamento do Rio

A cota de implantação das obras de desvio, túneis, galerias, seções de concreto rebaixadas ou adufas 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, serão consideradas a disponibilidade do material natural (diâmetro máximo, volume) e a divisão possível do desnível total entre montante e jusante. Em princípio, o desnível em cada dique não deverá ser superior a 3,0 m no fechamento.

O diâmetro do material a ser utilizado na fase de fechamento do rio poderá ser estimado pela expressão:

$$D = 0,30 \cdot \Delta H$$

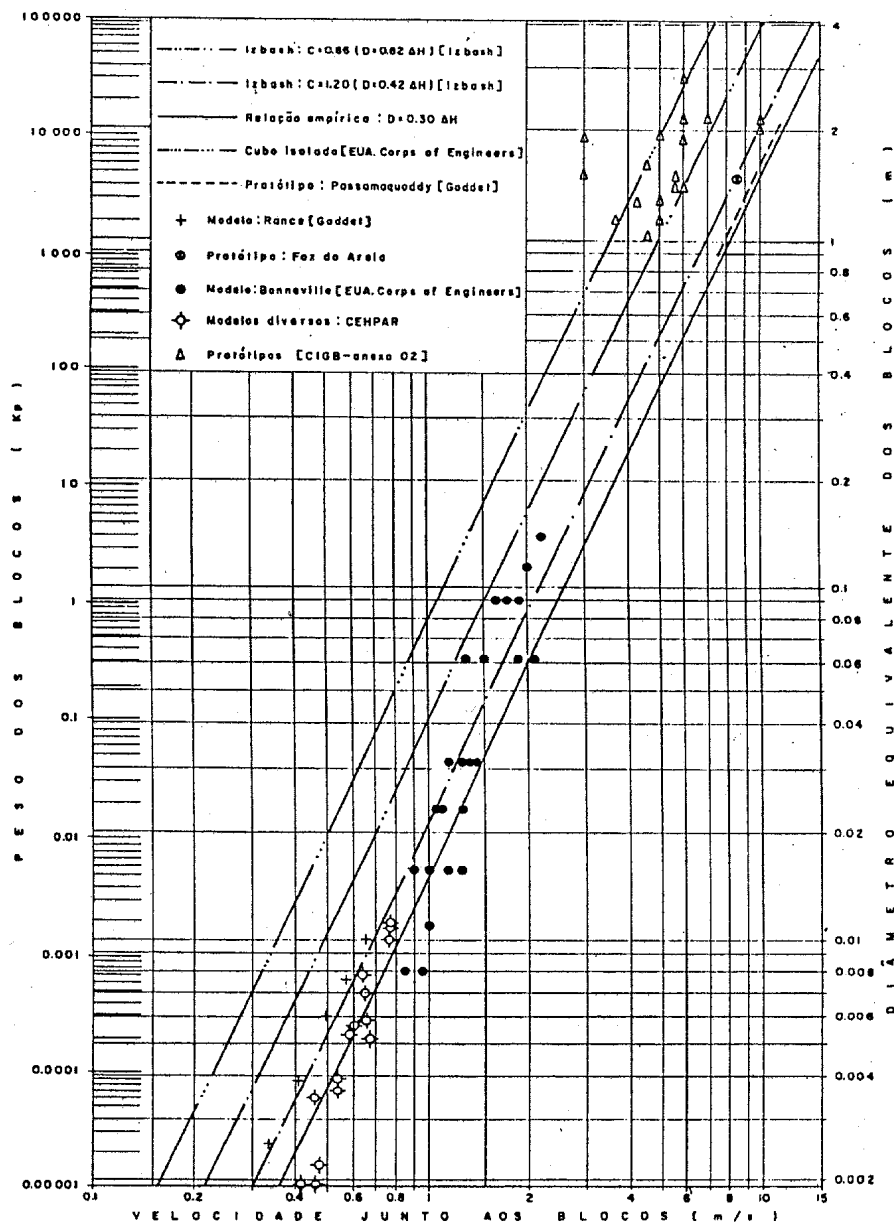
onde:

D = diâmetro médio do material, em m;

$\Delta H$  = diferença de nível de água entre montante e jusante da ensecadeira, após o fechamento, em m.

É recomendável que o fechamento do rio seja verificado em ensaios em modelo reduzido.

FIGURA 3.1  
 RELAÇÃO  
 "VELOCIDADE DO  
 ESCOAMENTO-PESO/DIÂMETRO  
 DOS BLOCOS"



### 3.6 VERTEDOURO

#### 3.6.1 Vertedouro de Superfície

O Vertedouro será projetado de maneira a conduzir as vazões de cheia restituindo-as a jusante em condições de segurança para a barragem e sem perturbações de nível prejudiciais à operação da usina. Seu dimensionamento será fruto de análise econômica que considere alternativas com e sem comportas e suas quantidade e dimensões mais adequadas. Nos vertedouros controlados por comportas, serão previstas no mínimo duas comportas.

Para reservatórios com área de inundação relativamente pequena em que o parâmetro

$$R = \frac{3600Q}{A}$$

onde:

R = velocidade de subida do nível do reservatório, em m/h;

Q = pico da cheia de projeto, em m<sup>3</sup>/s;

A = Área do reservatório, em m<sup>2</sup>;

resultar maior do que 2 m/h, será adotado vertedouro de crista livre sem comportas, ou justificado um sistema de comportas automáticas face às condições de segurança específicas, ou ampliada a borda livre normal da barragem, considerando o tempo disponível limitado para as decisões de operação e/ou correção de panes eventuais.

A velocidade do escoamento no canal de aproximação não deverá exceder 6,5 m/s.

√ Carga de projeto

O perfil da soleira vertente será definido pela forma do jato livre em vertedouro de parede delgada conforme critérios do BUREAU OF RECLAMATION ref. (2) e do HDC ref. (3).

A carga de projeto será definida pela condição de altura de pressão máxima negativa de 6,0 m na crista a plena abertura das comportas.

√ Balanço a montante

A crista em balanço ou inclinada para montante pode proporcionar economia apreciável no volume de vertedouros de concreto a gravidade, respeitadas as condições de estabilidade estrutural.

O dimensionamento poderá ser feito com base no HDC ref. (3), folhas 111-19 a 111-19/2.

√ Localização das comportas

A localização das comportas sobre a soleira exerce influência direta sobre as pressões que se estabelecem ao longo do perfil do vertedouro para operação com aberturas parciais. A pressão mínima não deverá ser inferior a -2,5 m de coluna de água e deverá ser confirmada nos estudos em modelo reduzido.



Se as comportas ensecadeiras forem posicionadas na região da crista da ogiva do vertedouro, deverão ser verificadas as pressões imediatamente a jusante das ranhuras, tendo em vista a ocorrência de baixas pressões nessa região.

Uma estimativa da pressão mínima poderá ser efetuada com base nas indicações dos gráficos 311-6 e 311-6/1 do HDC ref. (3).

√ Capacidade de Descarga

A capacidade de descarga da soleira operando como vertedouro livre será calculada pela fórmula:

$$Q = C.L.H^{3/2}$$

onde:

- C = coeficiente de descarga, em  $m^{1/2}/s$ ;
- L = largura efetiva do vertedouro, em m;
- H = carga sobre a crista, em m.

O valor do coeficiente de descarga para a carga nominal igual à carga de projeto deverá ser obtido da publicação do Bureau of Reclamation ref. (2) e os efeitos da variação da carga, da inclinação da face de montante, da velocidade de aproximação e do grau de afogamento a jusante, serão avaliados com base nas publicações do Bureau of Reclamation ref. (2) e do HDC ref. (3).

Para perfis de forma irregular servirão de base os gráficos encontrados na publicação do Bureau of Reclamation ref. (5).

A largura efetiva do vertedouro será definida pela fórmula

$$L = L' - 2 ( K_a + n.K_p ) H$$

onde:

- L = largura efetiva, em m;
- L' = largura geométrica útil, em m;
- K<sub>a</sub> = coeficiente de contração das ombreiras;
- K<sub>p</sub> = coeficiente de contração dos pilares;
- n = número de pilares;
- H = carga sobre a crista da ogiva, em m.

Os coeficientes  $K_a$  e  $K_p$  serão baseados nas indicações dos gráficos 111-3/1 e 2, 111-5 e 6 do HDC ref. (3).

A capacidade de descarga do vertedouro deverá ser verificada em modelo reduzido.

√ Escoamento Controlado pelas Comportas

A capacidade de descarga do vertedouro, operando com aberturas parciais das comportas, será calculada pela expressão

$$Q = C_d G_o B \sqrt{2gh}$$

onde:

$Q$  = descarga, em  $m^3/s$ ;

$C_d$  = coeficiente de descarga;

$G_o$  = abertura da comporta, definida como a distância mínima entre a borda da comporta e a soleira do vertedouro, em m;

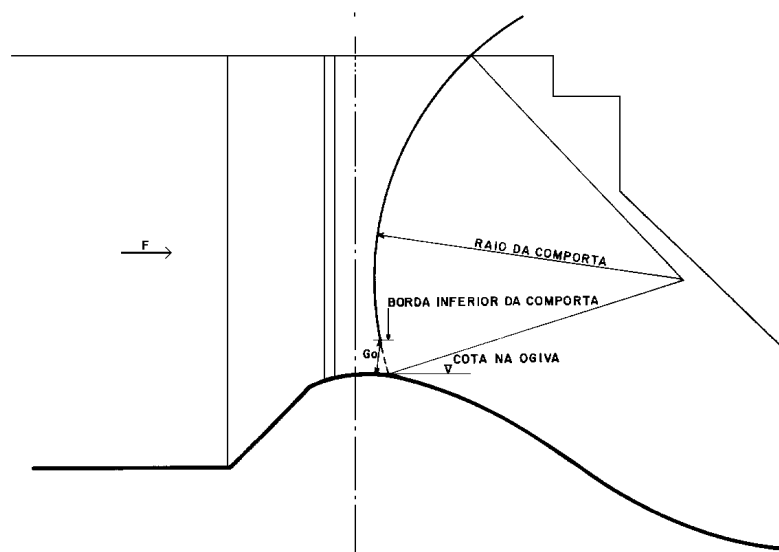
$B$  = largura geométrica útil do vertedouro, em m;

$h$  = carga hidráulica sobre o centro do orifício, em m.

O coeficiente de descarga será baseado nas indicações do gráfico 311-1 do HDC ref. (3).

O eixo e a viga de apoio (munhão) das comportas deverão estar posicionados fora da linha da lâmina de água.

FIGURA 3.2



### √ Calha do Vertedouro

Em vertedouros de concreto gravidade, o perfil da calha será definido pelas condições de estabilidade da estrutura.

Nos vertedouros de encosta, o perfil será adaptado ao relevo local. A calha será, em princípio, retilínea e de seção retangular.

A declividade deverá garantir um escoamento supercrítico e estável. As curvas verticais convexas serão baseadas na forma de um jato livre de acordo com a equação:

$$y = x \cdot \operatorname{tg} f + \frac{x^2}{K[4(h + h_v) \cos^2 f]}$$

onde:

$f$  = ângulo do canal com a horizontal acima da curva, em graus;

$K$  = coeficiente  $\geq 1,5$ ;

$h$  = profundidade do escoamento, em m;

$h_v$  =  $\frac{v^2}{2g}$  = altura cinética;

$v$  = velocidade do escoamento, em m/s;

$g$  = aceleração da gravidade, em  $m/s^2$ .

Para as curvas côncavas, o raio de curvatura não deverá ser inferior a  $5h$ .

Eventuais variações de largura da calha, estreitamentos ou alargamentos, serão limitadas por inclinações de  $1:3F$ , onde  $F$  é o número de Froude do escoamento.

É recomendável a verificação da calha em modelo reduzido.

### √ Borda Livre do Muro

A borda livre dos muros laterais do vertedouro será definida com base em ensaios em modelo reduzido. A aeração do fluxo poderá ser avaliada com base no gráfico 050-3 do HDC ref. (3).

### √ Perdas de Carga

A estimativa das perdas de carga ao longo da face de jusante do vertedouro poderá ser importante para o projeto dos dispositivos de dissipação de energia. Será necessária, também, para se determinar a profundidade do escoamento ao longo da calha.

Para a estimativa das perdas de carga no perfil da lâmina líquida no trecho inicial do escoamento durante o desenvolvimento da camada limite será utilizado o método preconizado nas folhas 111-18 a 111-18/5 do HDC ref. (3).

Para o trecho com a camada limite plenamente desenvolvida, será aplicado o método clássico das diferenças finitas, "standard-step-method", considerando o coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,012 para o cálculo das velocidades máximas, e igual a 0,015 para o cálculo dos níveis de água.

#### √ Aeração Induzida

A necessidade de dispositivos de aeração para evitar a cavitação será determinada com base em um índice de cavitação incipiente = 0,25, que corresponde a irregularidades graduais de acabamento da superfície de concreto, da ordem de 20:1. O índice de cavitação natural do escoamento ao longo do rápido será calculado pela expressão:

$$s_n = \frac{H - H_v}{v / \sqrt{2g}} \quad \text{e} \quad H = \frac{P_a}{g} + h \cos f + \frac{vh}{gR}$$

onde:

- $\sigma_n$  = índice de cavitação natural;
- $\sigma_i$  = índice de cavitação incipiente;
- H = altura de pressão em termos de pressão absoluta, em m;
- v = velocidade média do escoamento, em m/s;
- $H_v$  = altura de pressão de vapor, em m.
- $P_a$  = pressão atmosférica;
- h = profundidade do escoamento normal ao piso, em m;
- $f$  = ângulo de inclinação da calha com a horizontal, em graus;
- R = raio de curvatura da curva vertical (negativo nas curvas convexas), em m;
- $\gamma$  = peso específico da água = 10.000 N/m<sup>3</sup>;
- g = aceleração da gravidade, m/s<sup>2</sup>;

Dispositivos de aeração serão previstos sempre que  $s_n < s_i$

### 3.6.2 Descarregador de Fundo

Descarregadores de fundo serão previstos na barragem sempre que for imperativo manter uma vazão a jusante, independente da vazão turbinada, para abastecimento, irrigação, água de compensação, ou outros usos; quando houver a necessidade

de rebaixamento do reservatório abaixo da crista do vertedouro ou de seu esvaziamento, ou quando for necessária a descarga de sedimentos. Em alguns casos, o próprio vertedouro poderá ser concebido parcial ou totalmente como um descarregador de fundo.

Será projetado de maneira a permitir a condução da água através da barragem em condições de segurança com eficiência hidráulica elevada, controle através de comportas ou válvulas de regulação e restituição a jusante, prevendo-se a conveniente dissipação de energia e minimização dos efeitos erosivos.

#### √ Formas de entrada

As tomadas de água proporcionarão a aceleração progressiva e gradual do fluxo e terão, em geral, superfícies curvas contínuas, de preferência elípticas ou circulares, previstas para manter condições adequadas de pressão ao longo das paredes.

A distribuição das pressões será determinada em modelos reduzidos e avaliações preliminares poderão ser feitas com base nos gráficos 211-1 a 1/2, 221-2 a 3/1 do HDC ref. (3).

As condições de vorticidade deverão ser verificadas em modelo reduzido.

Deverão ser evitadas pressões negativas que se traduzam em perigo de cavitação.

#### √ Ranhuras

A perturbação do fluxo produzida pelas ranhuras resulta em um abaixamento localizado da pressão que deverá ser verificado devido ao risco de cavitação.

O decréscimo de pressão em ranhuras retangulares e ranhuras com recesso na parede de jusante poderá ser avaliado com base nos gráficos 212-1 e 1/1 do HDC ref. (3).

Ranhuras com recesso serão adotadas se a pressão resultante for inferior à pressão atmosférica.

A necessidade de blindagem metálica na região da ranhura será avaliada em função do abaixamento de pressão. Alturas de pressão inferiores a -3,0 m de coluna de água indicam a necessidade de blindagem, que dependerá finalmente da frequência prevista para a operação.

#### √ Grades

A necessidade de grades a montante dos vertedouros de fundo depende do tipo de controle previsto para o fluxo. Válvulas de regulação do tipo jato oco (Howell-Bunger) exigem cuidados semelhantes aos adotados para as tomadas do circuito de geração.

O controle a montante por meio de comportas de segmento ou comportas deslizantes poderá prescindir das grades. Controles intermediários ou a jusante para esses tipos de comportas deverão prever grades fixas com abertura máxima inferior a 1/3 da mínima dimensão do conduto na seção das comportas.

#### √ Capacidade de descarga

A avaliação da capacidade de descarga será efetuada com base em coeficientes de perda de carga de estruturas análogas, como apresentado nos gráficos 221/1 a 1/3 do HDC ref. (3) ou, no caso de orifícios controlados por comportas e válvulas de regulação, pela expressão:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

onde:

Q = descarga, em m<sup>3</sup>/s;

C = coeficiente de descarga, definido através dos gráficos 320-1, 320-3, e 332-1 e 1/1, do HDC ref. (3);

A = área do orifício, em m<sup>2</sup>;

H = diferença entre o nível de água a montante e o nível de água a jusante do dispositivo de controle.

A capacidade de descarga e as condições do escoamento deverão ser verificadas em ensaios de modelo reduzido.

#### √ Ventilação

A ventilação ampla do fluxo a jusante da sucção da comporta ou válvula de controle é fundamental para a segurança da operação e a redução dos riscos de cavitação.

A estimativa de quantidade de ar arrastado pelo escoamento poderá ser efetuada através do gráfico 050-1 do HDC ref. (3), complementada pelas indicações de Wisner, ref. (6).

A velocidade do ar no duto de ventilação não deverá superar 60 m/s. A tomada do duto de ventilação deverá ser protegida com relação à aproximação de pessoas ou animais.

#### √ Aeração

A necessidade de dispositivos de aeração para evitar a cavitação será baseada no índice de cavitação incipiente, conforme descrição apresentada no item 3.6.1 referente ao vertedouro de superfície. Será observada a condição mais crítica dos vertedouros de fundo tendo em vista a ausência da camada limite no fluxo de alta velocidade emergente da comporta de regulação.

### 3.6.3 Estruturas de Dissipação de Energia

#### √ Bacias de dissipação

As bacias de dissipação do tipo ressalto serão aplicadas sempre que não for possível a adoção do defletor em salto de esqui para a restituição do fluxo do vertedouro ou descarregador de fundo a jusante. Bacias do tipo "roller bucket" poderão constituir alternativa válida dependendo de avaliação econômica e considerações sobre a rocha de fundação.

O dimensionamento preliminar da bacia de dissipação deverá seguir a experiência do Bureau of Reclamation ref. (2) ou ref. (6) e será verificado em modelo hidráulico reduzido.

A profundidade da bacia será prevista para a vazão de projeto, enquanto o seu comprimento poderá ser otimizado para uma enchente de período de recorrência de 100 a 200 anos, admitindo-se a expulsão do ressalto para enchentes mais raras; os danos serão justificados por uma análise econômica.

#### √ Defletores em salto de esqui

Os defletores em salto de esqui constituem um sistema eficiente e econômico para a restituição das águas a jusante de vertedouros e são recomendados quando as condições hidráulicas, topográficas e geológicas o permitem.

A crista do defletor deverá estar sempre situada acima do nível de máxima enchente a jusante do vertedouro.

A curvatura do defletor deverá ser capaz de definir a orientação do jato efluente, correspondendo a um raio de curvatura entre 5 a 10 vezes a profundidade do escoamento.

O ângulo de saída do defletor com a horizontal será escolhido de forma a conciliar o lançamento do jato a uma distância suficiente para garantir a segurança da estrutura principal, com o interesse de se conseguir a expulsão do ressalto, a boa definição do jato para vazões pequenas e a redução do ângulo de incidência do jato na bacia de lançamento.

Em princípio deverá ser adotado um ângulo de saída em torno de 10 a 20°, porém sua otimização será objeto de ensaio em modelo reduzido.

O alcance do jato poderá ser avaliado preliminarmente com base na equação da trajetória de um jato livre:

$$y = -x \cdot \operatorname{tg} f + \frac{x^2}{K[4(h + h_v) \cos^2 f]}$$

onde:

$f$  = ângulo de saída do defletor, em graus;

$h$  = profundidade do escoamento, em m;

$h_v$  = altura cinética =  $\frac{V^2}{2g}$  onde  $V$  = velocidade média do escoamento, em m/s;

$y$  = altura entre o ponto de saída do jato no defletor e o nível de água de jusante, em m;

$x$  = distância entre o ponto de saída no defletor e o ponto de alcance do jato, em m;

$K$  = 0,90, considerando o efeito da resistência do ar, ou com base no gráfico 112.8 do HDC ref. (3).

A crista do defletor deverá ser bem definida para minimizar a tendência a pressões negativas imediatamente a montante da mesma. O ângulo entre a tangente à curva na crista e o paramento imediatamente a jusante não deverá ser inferior a 40°.

A distribuição das pressões ao longo da curva poderá ser avaliada segundo o método proposto por Ballofet, admitindo-se um fluxo potencial, ou com auxílio do gráfico 112-7 do HDC ref. (3)



√ Bacia de lançamento

O interesse de se efetuar uma pré-escavação da bacia de lançamento e a extensão desta pré-escavação serão avaliados com base na previsão da magnitude da fossa de erosão natural e das conseqüências dessa erosão.

As dimensões da fossa de erosão dependem das características hidráulicas do jato efluente do salto de esqui e da natureza da rocha na região da bacia de lançamento, cuja avaliação inicial é difícil e aproximada.

Estudos em modelo reduzido com fundo móvel com material solto ou com material coesivo são úteis para orientar a dimensão da erosão.

Uma avaliação inicial da profundidade da fossa de erosão poderá ser efetuada com base na fórmula de Veronese:

$$h_e = K \cdot q^{0,54} H^{0,225}$$

onde:

$h_e$  = profundidade da erosão medida a partir do nível de água na bacia de lançamento, em m;

$q$  = vazão específica máxima, em  $m^3/s/m$ ;

$H$  = desnível total entre o nível de água no reservatório e o nível de água na bacia de lançamento, em m;

$K$  = coeficiente de Veronese, a ser definido:

1,9, valor para areia solta, que pode ser considerado como um valor limite;

1,4 a 1,5, valor médio que reflete dados observados em diversas obras;

0,7, valor aplicável à fundação em basaltos de excelente qualidade.

## CIRCUITO HIDRÁULICO DE GERAÇÃO

### 3.7

#### 3.7.1 Canal de Adução

√ Dimensionamento

O dimensionamento do canal de adução será feito com base em um estudo econômico objetivando a minimização da soma do custo da estrutura e do valor presente da energia perdida.

Em princípio, o canal será dimensionado para o engolimento máximo das máquinas, considerando o reservatório em seu nível mínimo operacional. A velocidade

máxima será da ordem de 2,5 m/s para canais escavados em rocha ou revestidos em concreto, e de 1,0 m/s para canais escavados em solo.

#### √ Perda de Carga

A perda de carga nos canais de adução será calculada através do método das diferenças finitas "Standard Step Method", utilizando-se a equação de Manning-Strickler:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{ou} \quad h_f = L \left( \frac{nV}{R^{2/3}} \right)^2$$

onde:

- V = velocidade média na seção, em m/s;
- R = raio hidráulico = A/P, em m;
- I = declividade do canal, em m/m;
- A = área molhada, em m<sup>2</sup>;
- P = perímetro molhado, em m;
- L = comprimento do canal, em m;
- n = coeficiente de rugosidade, obtido na tabela 3.1;
- h<sub>f</sub> = perda de carga contínua no canal, em m.

### 3.7.2 Tomada de Água

#### √ Geometria

A tomada de água será projetada de forma a estabelecer uma aceleração progressiva e gradual do escoamento do reservatório à adução, evitando-se os fenômenos de separação do escoamento e minimizando-se as perdas de carga.

Para tomadas com carga menor que 30 m.c.a., a velocidade adotada na seção bruta das grades será de 1,0 a 1,5 m/s. Para tomadas com carga maior que 30 m.c.a., a velocidade adotada será de 1,5 a 2,5 m/s.

Na seção das comportas, a velocidade máxima não deverá ultrapassar a 6 m/s.

#### √ Submergência mínima

No projeto da tomada de água a formação de vórtices com arrastamento de ar deverá ser evitada, fixando-se a elevação do portal de entrada em função da submergência mínima e reduzindo-se a circulação do escoamento na área da tomada.

O grau de submergência poderá ser avaliado pela Fórmula de Gordon:

$$s = KV \sqrt{d}$$

onde:

- s = submergência da tomada, em m;
- d = mínima dimensão vertical na seção longitudinal da tomada, em m;
- V = velocidade média nesta seção, em m/s;
- K = coeficiente variável, igual a 0,545 para condições simétricas de aproximação, e 0,725 para condições assimétricas de aproximação.

A elevação máxima da geratriz superior do conduto, na seção onde foi tomada a dimensão d, será definida pela cota do nível de água mínimo normal do reservatório subtraído do valor de s. Além desta condição, a aresta superior do portal de entrada da tomada de água deverá se situar pelo menos 2,0 m abaixo do nível de água mínimo normal do reservatório.

A formação de vórtices desfavoráveis é muito influenciada pela circulação do escoamento no canal de aproximação. Portanto, o critério de submergência deverá ser considerado apenas como uma estimativa preliminar para o projeto da tomada de água, que será posteriormente verificado em modelo reduzido.

#### √ Duto de ventilação

O duto de ventilação será dimensionado para uma vazão de ar igual ao engolimento máximo da turbina, admitindo-se uma velocidade máxima de 60 m/s.

Para comportas tipo vagão com vedação a montante, o espaço livre do nicho da comporta poderá substituir o duto de ventilação.

Será verificada a sobrelevação do nível de água provocada pela rejeição de carga no duto de ventilação e nos nichos das comportas, que não deverá oferecer riscos à operação.

#### √ Perda de carga

A perda de carga na tomada de água inclui a perda de carga nas grades, contínua ao longo da entrada até a seção da comporta e nas ranhuras da comporta.

Será calculada pela expressão:

$$h_t = (K_e + K_g + K_r) \frac{V^2}{2g}$$

onde:

- $h_t$  = perda de carga na tomada de água, em m;  
 $V$  = velocidade onde será determinada a perda de carga, em m/s;  
 $g$  = aceleração da gravidade, em m/s<sup>2</sup>;  
 $K_e$  = coeficiente de perda de carga na entrada, entre o portal de entrada e a seção das comportas;  
 $K_g$  = coeficiente de perda de carga nas grades;  
 $K_r$  = coeficiente de perda de carga nas ranhuras das comportas.

O valor de  $K_e$  será definido com base em tabelas ou dados experimentais indicados nos Gráficos 221-1 a 222-1/3 do HDC, ref. (3).

Para o cálculo do coeficiente de perda de carga nas grades,  $K_g$ , deverá ser levada em consideração a seção real de obstrução incluindo os perfis estruturais e de contraventamento, obtendo-se o coeficiente de perda de carga através de fórmulas como a de Levin e Berezinski, ref. (11), ou como a apresentada na ref. (2):

$$K_g = 1,45 - 0,45 \frac{a_l}{a_b} - \left( \frac{a_l}{a_b} \right)^2$$

onde:

- $a_l$  = área líquida através das grades;  
 $a_b$  = área bruta das grades e guias.

√ Vibração nas grades

O escoamento, ao passar através das grades, induz vibrações das barras, cuja frequência deverá ser mantida inferior a 1/3 da frequência natural das barras, a fim de se evitar fenômenos de ressonância, que possam provocar danos ou a própria destruição das grades.

A frequência natural das barras submersas será dada por:

$$fn = \frac{ar}{2pL^2} \sqrt{\frac{gE}{g_f + \frac{a}{e}g}}$$

onde:

**a** = coeficiente de fixação que depende do tipo de engastamento das extremidades das barras (ver figura 3.3);

E = módulo de elasticidade do aço =  $2,10 \times 10^{11}$  N/m<sup>2</sup>

r = raio de giração da seção da barra em relação a um eixo paralelo ao escoamento, definido, para seções retangulares, pela fórmula:

$$r = e \sqrt{\frac{1}{12}}$$

**g<sub>f</sub>** = peso específico do aço = 76.500 N/m<sup>3</sup>;

**g** = peso específico da água = 9.810 N/m<sup>3</sup>;

L = comprimento das barras;

e = espessura das barras da grade, normal ao escoamento;

a = espaçamento entre as barras

b = dimensão das barras da grade, paralela ao fluxo;

A frequência induzida pelo escoamento será dada por:

$$f_i = S_t \frac{V}{e}$$

onde:

V = velocidade de aproximação;

e = espessura das barras da grade, normal ao escoamento;

S<sub>t</sub> = número de Strouhal, função da seção das barras e da relação  $(a + e/e)$ .

Ver as Figuras 3.4 e 3.5 - "Estabilidade das grades", a seguir.

**FIGURA 3.3**  
VARIÇÃO DE **a**, NO PRIMEIRO  
MODO, COM GRAU DE  
ENGASTAMENTO.  
OBRAS DE SEÇÃO CONSTANTE

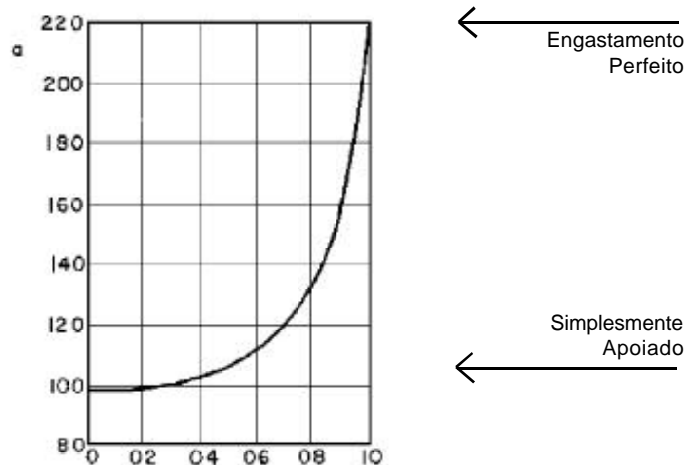


FIGURA 3.4  
VALORES DE  $a$  EM BARRAS  
DE SEÇÃO CONSTANTE COM  
CARGA UNIFORMEMENTE  
DISTRIBUÍDA

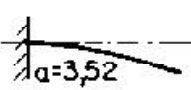
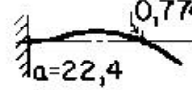
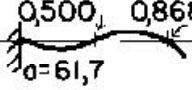
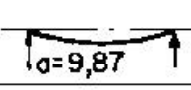
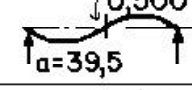
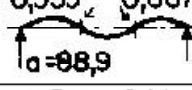
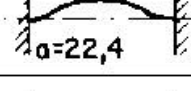
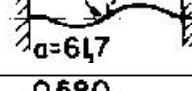
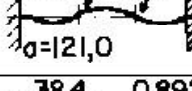
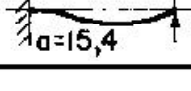
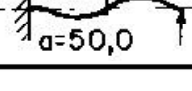
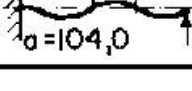
Condições d/apoio	1	2	3
Em Balanço	 $a=3,52$	 $a=22,4$ 0,774	 $a=61,7$ 0,500 0,868
Apoios Simples	 $a=9,87$	 $a=39,5$ 0,500	 $a=98,9$ 0,333 0,667
Engastamentos Perfeitos	 $a=22,4$	 $a=61,7$ 0,500	 $a=121,0$ 0,359 0,641
Apoio Simples e engastamento Perfeito	 $a=15,4$	 $a=50,0$ 0,580	 $a=104,0$ 0,384 0,892

FIGURA 3.5 A  
ESTABILIDADE DAS GRADES -  
NÚMERO DE STROUHAL,  $S_t$ ,  
EM FUNÇÃO DA SEÇÃO DAS  
BARRAS

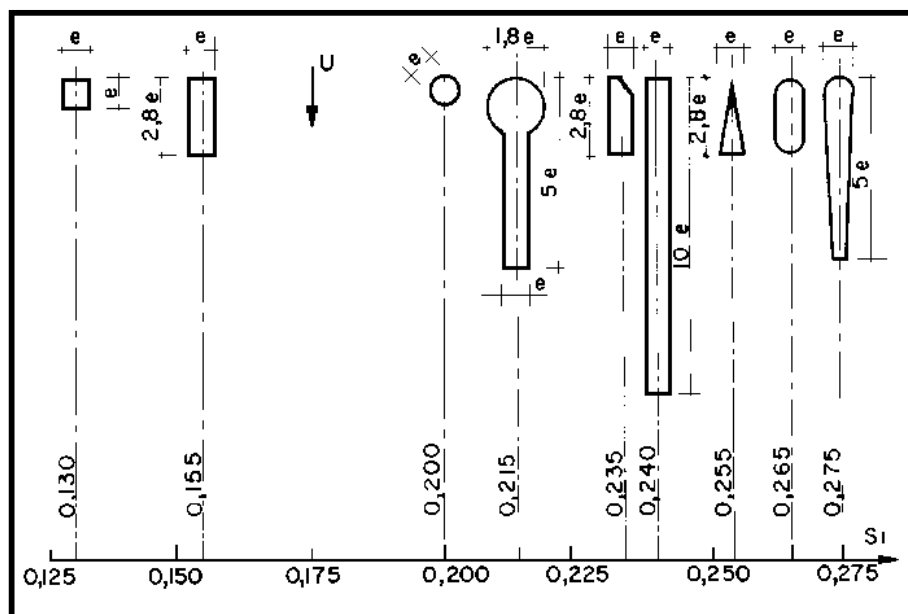


FIGURA 3.5 B  
ESTABILIDADE DAS GRADES -  
COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO  
 $C$ , EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO  
 $(A+E)/E$

$(a+e)/e$	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0
$C$	2,15	1,7	1,4	1,2	1,1	1,05	1,03	1,01	1,0

### 3.7.3 Conduto Adutor

#### √ Geometria

O dimensionamento do conduto adutor será feito com base em estudo econômico objetivando a minimização da soma do custo da estrutura e do valor presente da energia perdida.

Em princípio, o túnel adutor será dimensionado para o engolimento máximo das máquinas. A velocidade máxima do escoamento será da ordem de 2,5 m/s para túneis não revestidos, de 3,0 m/s para túneis revestidos com concreto projetado e de 4,5 m/s para túneis revestidos com concreto estrutural.

#### √ Perda de carga

A perda de carga total ao longo do conduto adutor, desde a tomada de água até o início dos condutos forçados ou até a chaminé de equilíbrio, inclui as perdas localizadas e as perdas contínuas.

As perdas de carga localizadas, decorrentes de contrações, expansões e curvaturas, são abordadas no item 3.7.4 - Conduto Forçado. As perdas contínuas serão calculadas através das expressões apresentadas nos itens 3.7.1 e 3.7.4 e os coeficientes de resistência obtidos nos Gráficos 224-1 a 224-1/6 do HDC ref. (3).

### 3.7.4 Conduto Forçado

#### √ Diâmetro Econômico

O dimensionamento do diâmetro do conduto forçado será feito através de um estudo econômico objetivando minimizar a soma do custo do conduto e do valor presente da energia perdida, limitando-se as velocidades máximas a 7 m/s em condutos revestidos de concreto e 8 m/s em condutos de aço.

#### √ Perda de carga

As perdas de carga contínuas, devido às forças de inércia ao longo dos condutos forçados, serão calculadas através da fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

onde:

$h_f$  = perda de carga contínua, em m;

$f$  = coeficiente universal de perda de carga, calculado pela expressão de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{2e}{D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right)$$

$R_e = \frac{VD}{g}$  = número de Reynolds;

$L$  = comprimento do conduto forçado, em m;

$D$  = diâmetro do conduto forçado, em m;

$V$  = velocidade média do escoamento no conduto, em m/s;

$e$  = rugosidade das paredes do conduto, em m;

$g$  = coeficiente de viscosidade cinemática =  $1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  (para água a  $20^\circ$ );

$g$  = aceleração da gravidade, em  $\text{m/s}^2$ ;

O coeficiente de perda de carga também poderá ser obtido nos Gráficos 224-1 a 224-1/6 do HDC ref. (3).

As perdas localizadas serão obtidas através da equação:

$$h_l = \sum K \frac{V^2}{2g}$$

onde:

$h_l$  = soma das perdas localizadas, em m;

$K$  = coeficiente de perda de carga;

$V$  = velocidade média do escoamento do conduto, em m/s;

$g$  = aceleração da gravidade, em  $\text{m/s}^2$ .

Para as perdas devido a curvaturas, o valor de  $K$  será definido através do Gráfico 228-1 do HDC ref. (3).

√ Golpe de Aríete

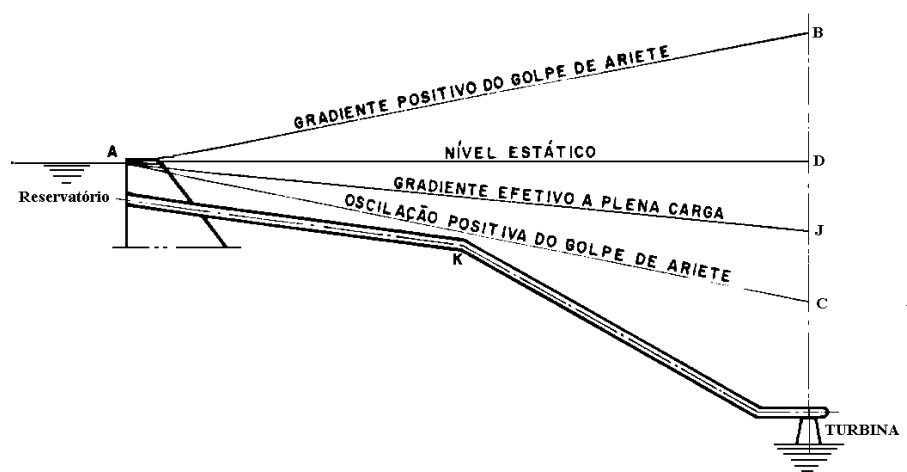
O golpe de aríete é definido como sendo a variação de pressão acima ou abaixo da pressão normal, causada pela flutuação brusca da vazão em condutos sob pressão.



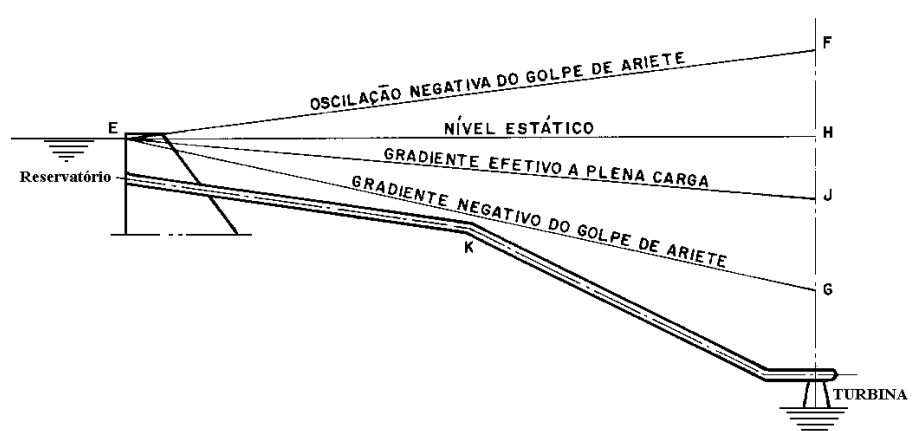
O conduto forçado deverá ser projetado para resistir em cada seção à pressão interna correspondente ao máximo golpe de aríete positivo, definido pela linha piezométrica AB na Figura 3.6. O golpe positivo na seção da válvula (BD) não deverá ultrapassar 50% da carga estática do reservatório (DT).

O golpe de aríete negativo, definido pela linha EG na Figura 3.7 e causado pela abertura brusca das válvulas ou resultante da flutuação que se segue ao golpe positivo, não deverá causar pressões relativas negativas em qualquer ponto do conduto (ponto K).

**FIGURA 3.6**  
GRADIENTE POSITIVO DO  
GOLPE DE ARIETE



**FIGURA 3.7**  
GRADIENTE NEGATIVO DO  
GOLPE DE ARIETE



O golpe de ariete deverá ser calculado numérica ou graficamente, utilizando-se a formulação de Allievi.

O tempo crítico do conduto forçado, ou seja, o tempo que a onda de pressão leva para percorrer todo o conduto, desde o dispositivo de fechamento até o reservatório ou a chaminé, e retornar ao seu local de início, será definido por:

$$T_c = \frac{2L}{a}$$

onde:

- $T_c$  = tempo crítico do conduto forçado, em s;
- L = comprimento do conduto forçado, em m;
- a = celeridade da onda de choque, em m/s.

Apesar do tempo de fechamento da turbina ser, em geral, muito superior ao tempo crítico do conduto forçado, existe sempre a possibilidade de um fechamento a partir de uma abertura parcial que se complete em um tempo praticamente igual a  $T_c$ . Portanto, o golpe de ariete deverá ser calculado também para fechamentos parciais no sentido de definir a máxima sobrepressão a que o conduto poderá estar submetido. Esta sobrepressão pode ser calculada pela expressão correspondente ao fechamento em tempo inferior a  $\frac{2L}{a}$ :

$$h_{m\acute{a}x} = \frac{a\Delta V}{g}$$

onde:

- $h_{m\acute{a}x}$  = sobrepressão em altura de coluna de água, em m;
- a = celeridade da onda de choque, em m/s;
- $\Delta V$  = velocidade do escoamento para a vazão parcial cujo tempo de fechamento é igual a  $T_c$ , em m/s;
- g = aceleração da gravidade, em  $m/s^2$ .

A celeridade da onda de choque em um conduto elástico será calculada pela expressão:

$$a = \sqrt{\frac{1}{r\left(\frac{1}{K} + \frac{D}{E \cdot e}\right)}}$$

onde:

- a = celeridade da onda de choque, em m/s;
- $r$  = massa específica da água, igual a 1000 kg/m<sup>3</sup>;
- K = módulo de elasticidade da água, igual a 21,39 x 10<sup>8</sup> N/m<sup>2</sup>;
- E = módulo de elasticidade das paredes do conduto, igual a 2,10 x 10<sup>11</sup> N/m<sup>2</sup> para o aço;
- D = diâmetro do conduto, em m;
- e = espessura das paredes do conduto, em m.

Para condutos de paredes espessas e condutos forçados subterrâneos poderão ser usadas as expressões propostas por Jaeger, ref. (10):

Conduto de parede espessa:

$$a = \sqrt{\frac{1}{r \left[ \frac{1}{K} + \left( \frac{2}{E} \right) \times \left( \frac{b^2 + c^2}{c^2 - b^2} \right) \right]}}$$

onde:

- a = celeridade da onda de choque, em m/s;
- c = diâmetro externo do conduto, em m;
- b = diâmetro interno do conduto, em m;
- E = módulo de elasticidade das paredes do conduto, igual a 2,1 x 10<sup>11</sup> N/m<sup>2</sup> para o aço;
- K = módulo de elasticidade da água, igual a 2,14 x 10<sup>9</sup> N/m<sup>2</sup>.

Conduto em rocha sã:

$$a = \sqrt{\frac{1}{r \left( \frac{1}{K} + \frac{2}{E_2} \right)}}$$

onde:

- E<sup>2</sup> = módulo de elasticidade da rocha, em N/m<sup>2</sup>.

Conduto blindado:

$$a = \sqrt{\frac{1}{r \left[ \frac{1}{K} + \frac{2b}{E \cdot e} (1 - I_3) \right]}}$$

$$I_3 = \frac{\frac{b^2}{E \cdot e}}{\frac{b^2}{E \cdot e} + \frac{c^2 - b^2}{2cE_1} + \frac{(m_2 + 1)b}{m_2E_2}}$$

- a = celeridade da onda de choque, em m/s;
- $E_1$  = módulo de elasticidade do concreto, em N/m<sup>2</sup>;
- $E_2$  = módulo de elasticidade da rocha, em N/m<sup>2</sup>;
- E = módulo de elasticidade do aço da blindagem, igual a  $2,1 \times 10^{11}$  N/m<sup>2</sup>;
- e = espessura da chapa, em m;
- c = raio externo do revestimento de concreto, em m;
- b = raio interno do revestimento de concreto, em m;
- K = módulo de compressibilidade da água, igual a  $21,39 \times 10^8$  N/m<sup>2</sup>.

**FIGURA 3.8**  
CONDUTO EM ROCHA COM  
BLINDAGEM DE AÇO

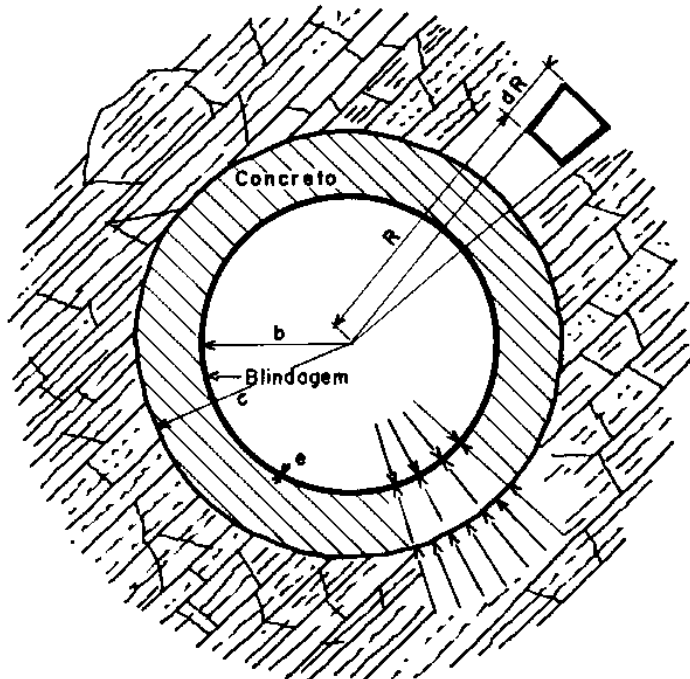
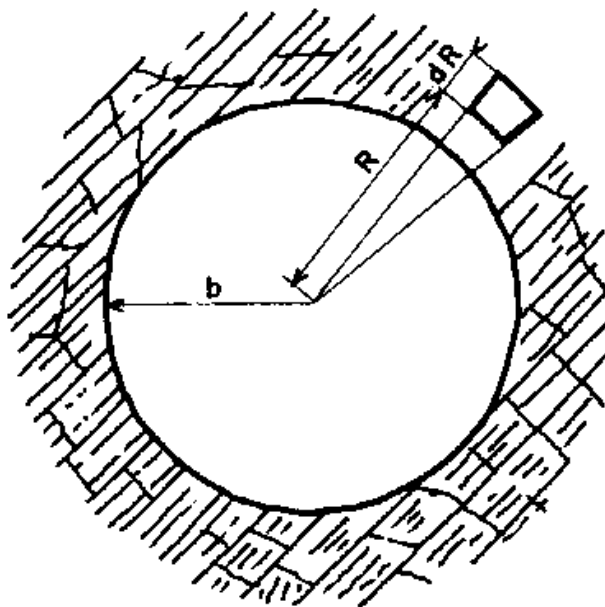


FIGURA 3.9  
CONDUTO EM ROCHA



### 3.7.5 Canal de Fuga

O dimensionamento do canal de fuga será feito com base em estudo econômico, comparando-se as perdas na geração com os custos de escavação. Em geral, admite-se uma velocidade máxima em torno de 2 m/s.

A influência das oscilações do nível de água decorrentes do escoamento do vertedouro deverá ser observada em modelo reduzido.

## 3.8

### CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO

#### 3.8.1 Introdução

A utilização de chaminés de equilíbrio está ligada ao problema da redução do golpe de aríete nos condutos forçados e às exigências da regulação de frequência dos grupos. Os dois problemas são tanto mais agudos quanto maior o comprimento dos condutos forçados com relação à queda da usina.

#### 3.8.2 Critério Simplificado da Canambra

Um critério simples foi utilizado nos estudos de inventário elaborados pela Canambra nas regiões Sul e Centro Sul do Brasil:

"Em sistemas isolados, exigindo boa regulação de frequência, chaminés de equilíbrio serão necessárias se a relação entre o comprimento total do conduto e a queda

bruta exceder cerca de 4. Ocasionalmente pode ser necessária a chaminé com relações inferiores a 4 se a extremidade superior do perfil do conduto forçado tiver pequena declividade. Em grandes sistemas interligados as exigências quanto às chaminés de equilíbrio dependem da função prevista para a usina no sistema. Se a usina deve contribuir para a regulação de frequência e tem uma relação comprimento do conduto para a queda maior do que 4, muito provavelmente necessitará de uma chaminé. Se a usina prevista é pequena com relação ao sistema, planejada para fornecer energia adicional de base, pode funcionar satisfatoriamente com uma relação comprimento-queda de 10, sem chaminé de equilíbrio."

Nos Estudos de Inventário, serão previstas chaminés de equilíbrio:

- ⇒ Para pequenas usinas com reservatórios, se a relação comprimento-queda exceder 10:1, considerando o nível máximo normal do reservatório;
- ⇒ Para pequenas usinas quando a relação comprimento-queda exceder 6:1;
- ⇒ Para grandes usinas quando a relação comprimento-queda exceder 4:1.

### 3.8.3 Extensão do Critério Canambra

A fórmula clássica de Micheaud para a estimativa da sobrepressão devida ao golpe de ariete,

$$\Delta h = \frac{2VL}{gT_e}$$

onde:

- $\Delta h$  = sobrepressão em metros de coluna de água;
- $V$  = velocidade média no conduto forçado para a vazão máxima, em m/s;
- $L$  = comprimento do conduto, em m;
- $T_e$  = tempo efetivo de fechamento, em s;
- $g$  = aceleração da gravidade, em m/s<sup>2</sup>;

sugere a inclusão da variável velocidade do fluxo no conduto forçado para estender o critério anterior, que passa a ser expresso pela condição:

$$LV < 25H$$

ou seja, a chaminé de equilíbrio será necessária se o produto do comprimento do conduto forçado pela velocidade correspondente à máxima vazão ultrapassar 25 vezes a altura bruta de queda (H).

Tal critério corresponde ao Critério Canambra para inventários para a velocidade de 6,25 m/s, demonstrando a possibilidade de seu abrandamento para velocidades inferiores.

O golpe de ariete pode ainda ser reduzido pelo aumento do tempo de fechamento ( $T_d$ ). Entretanto, a um maior tempo de fechamento corresponde uma maior sobrevelocidade da turbina. A sobrevelocidade é o aumento de velocidade com relação à rotação nominal, que ocorre quando a carga é subitamente removida do grupo e a turbina continua operando sob controle do regulador. Para condições satisfatórias de regulação de uma unidade isolada, é desejável que a sobrevelocidade seja mantida em torno de 45%.

#### 3.8.4 Inércia das Massas Girantes

As condições de regulação da máquina estão, portanto, intimamente ligadas à inércia da água no circuito hidráulico e sua relação com a inércia das massas girantes.

Devido à sua inércia, o grupo turbina-gerador tem um efeito de volante que poderá ser expresso pelo tempo transitório mecânico "starting time" ( $T_s$ ), definido como o tempo em segundos para acelerar a massa girante de zero à velocidade de rotação nominal n:

$$T_s = \frac{WR^2 n^2}{67.000P}$$

onde:

$T_s$  = tempo de aceleração da unidade, em s;

$WR^2$  = efeito de inércia da unidade, em  $\text{kgf.m}^2$ ;

n = rotação síncrona, em rpm;

P = potência da unidade a plena abertura, em hp.

Os valores do parâmetro  $WR^2$  do gerador e da turbina deverão ser obtidos junto aos fornecedores do equipamento. Como orientação inicial poderão ser usadas as seguintes expressões propostas pelo "U.S Bureau of Reclamation" como valores naturais dos equipamentos:

$$\Rightarrow \text{Turbina: } WR^2 = 1.000 \left( \frac{P}{n^{3/2}} \right)^{5/4}, \text{ em Kgf.m}^2;$$

$$\Rightarrow \text{Gerador: } WR^2 = 15.000 \left( \frac{KVA}{n^{3/2}} \right)^{5/4}, \text{ em Kgf.m}^2;$$

Quanto maior o valor de  $T_s$ , maior a estabilidade natural do grupo.

Com efeito contrário, age a inércia da água no sistema "conduto forçado - caixa espiral - tubo de sucção". Essa inércia poderá ser expressa pelo tempo transitório hidráulico,  $T_p$ , correspondente ao tempo necessário para acelerar a massa de água de zero à velocidade máxima,  $V$ , sob a ação da altura da água,  $h$ :

$$T_p = \frac{\Sigma LV}{gh}$$

O produto do comprimento e velocidade de cada componente do circuito hidráulico, da tomada de água ou chaminé de equilíbrio ao canal de fuga, deverá ser incluído no somatório  $\Sigma LV$ .

Segundo prática do "U.S. Bureau of Reclamation", ref. (8), terão boas condições de regulação as unidades em que:

$$T_s \geq 2(T_p)^2$$

Essa verificação deverá ser feita para todas as condições de queda esperadas para a usina.

O critério expresso por  $T_s \geq 2(T_p)^2$  não é dimensionalmente homogêneo e não faz referência ao tempo de atuação do servomotor, do qual dependem o golpe de ariete e a sobrevelocidade da máquina.



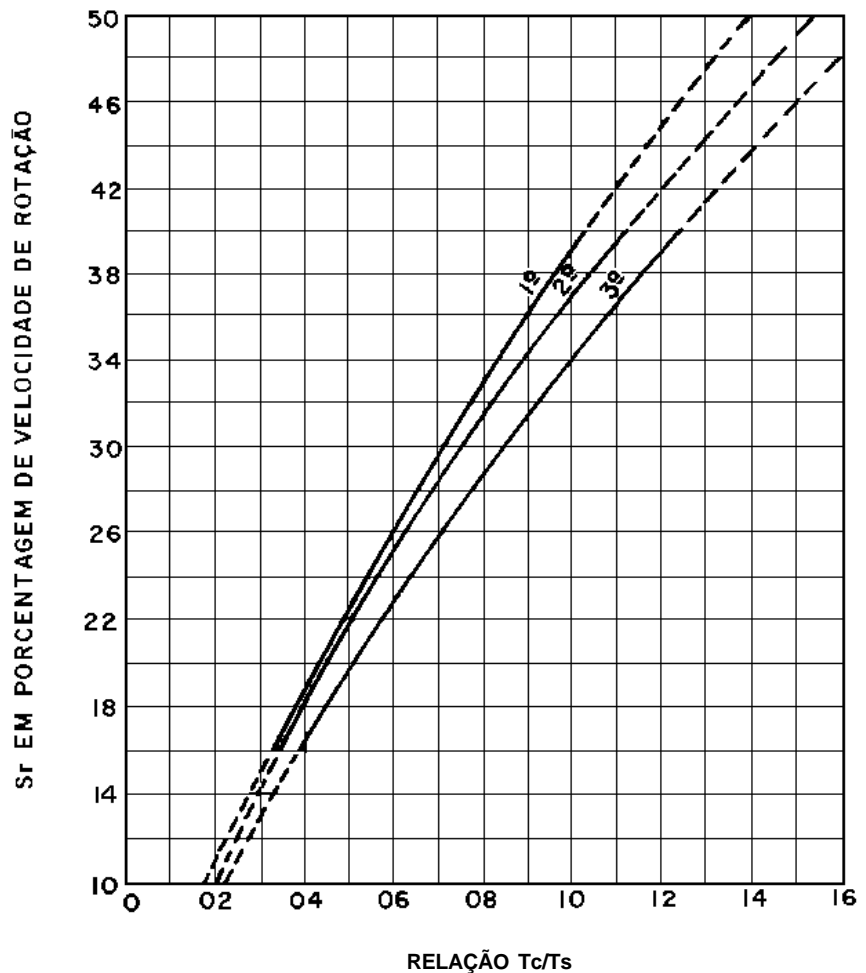
A sobrevelocidade poderá ser obtida no gráfico da Figura 3.10, em função da relação entre o tempo total de ação do servomotor e o tempo transitório mecânico ( $T_c/T_s$ ), e da rotação específica da turbina.

O tempo total de ação do servomotor será igual ao tempo efetivo de fechamento acrescido de 0,25 a 1,5 segundos.

$$T_c = T_e + (0,25 \text{ a } 1,5) \text{ seg.}$$

Para levar em conta o efeito da sobrepressão decorrente do golpe de ariete, o valor obtido no gráfico da Figura 3.10 deverá ser multiplicado pela relação  $(1 + T_p/T_e)$ .

**FIGURA 3.10**  
SOBREVELOCIDADE X  
RELAÇÃO  $T_c/T_s$



- 1ª - ns de 20 a 56 (89 a 249 sistema métrico): turbinas Francis para grandes quedas
- 2ª - ns de 60 a 80 (267 a 356 sistema métrico): turbinas Francis para baixas quedas
- 3ª - ns de 100 a 120 (445 a 534 sistema métrico): turbinas hélice

### 3.8.5 Operação em Sistema Interligado

A questão "golpe de ariete - regulação" envolve diversos aspectos teóricos e práticos complexos, com repercussões econômicas conflitantes e difíceis de avaliar.

Em geral, quanto maior a inércia do grupo turbina-gerador, melhor a estabilidade do sistema e as condições de regulação.

Por outro lado, um acréscimo de inércia com relação ao mínimo exigido pelas características da máquina representará um aumento de custo, não só do próprio gerador, como devido aos aumentos correspondentes na construção civil e nos equipamentos de carga e manuseio. O aumento de velocidade da máquina não resulta em ganho de inércia considerável e em geral é limitado pelas condições da turbina, normalmente selecionada para operar com velocidades altas, próximas ao limite prático superior.

As exigências quanto à inércia são tanto mais importantes quanto maior a dimensão da máquina em relação ao sistema servido.

Em geral, uma unidade que fornece cerca de 40% ou mais do total da carga deve ser tratada como uma unidade isolada. Igualmente, se a usina pode ficar temporariamente isolada de parte do sistema por um acidente em uma linha de transmissão, suas condições de operação tornam-se mais críticas e devem ser levadas em consideração.

As variações de frequência permissíveis dependem, a rigor, do tipo de carga. Quanto mais rígidas as especificações relativas à faixa de variação de frequência permitida, maior a inércia requerida para um dado circuito hidráulico e maiores custos resultam para o aproveitamento.

Circuitos hidráulicos mais curtos resultantes de uma chaminé de equilíbrio, correspondem a menores golpes de ariete e menor necessidade de inércia girante para uma dada especificação de constância da frequência. Aos golpes de ariete estão ligadas sobrevelocidades decorrentes do excesso momentâneo de energia hidráulica resultante da maior queda, com o correspondente prejuízo para as condições de regulação.

Em grandes turbinas de baixa queda com condutos forçados curtos, o tempo de fechamento do distribuidor pode ser limitado pela condição de não ruptura da colu-

na de água no tubo de sucção. Fechamentos muito rápidos podem, neste caso, resultar no rompimento da coluna de água ao qual se segue um golpe positivo de pressão que age sobre a turbina e as pás diretrizes a partir de jusante.

A máxima depressão,  $h$ , poderá ser avaliada pela expressão:

$$\Delta h = e \frac{L_a V_a}{g T_e}$$

onde:

$e$  = 1 a 1,7, variando com o comprimento do tubo de sucção (1 para tubos curtos a 1,7 para tubos longos);

$L_a$  = comprimento do tubo de sucção;

$V_a$  = velocidade média do fluxo no tubo de sucção.

A redução da velocidade do fluxo no conduto forçado reduz as necessidades de inércia do grupo mas implica em acréscimo de custo na obra de adução. O gráfico da Figura 3.11, ref. (9), traduz a experiência da "Montreal Engineering Co. Ltd.", e permite uma avaliação das condições de regulação de frequência do grupo, levando em consideração boa parte dos fatores comentados acima.

Nas ordenadas é apresentada a relação entre o tempo transitório hidráulico e o tempo efetivo do regulador ( $T_p/T_e$ ).

No estudo da "Montreal Engineering", é proposta, para o cálculo de  $T_p$ , a fórmula alternativa:

$$T_p = \frac{(L_R + L_S + L_P)V}{gh}$$

onde:

$L_R$  = comprimento da chaminé de equilíbrio, em m;

$L_S$  = metade do comprimento da caixa espiral, em m;

$L_P$  = comprimento do conduto forçado, em m;

$V$  = média das velocidades da água a plena carga no conduto forçado, caixa espiral e tubo de sucção, em m/s;

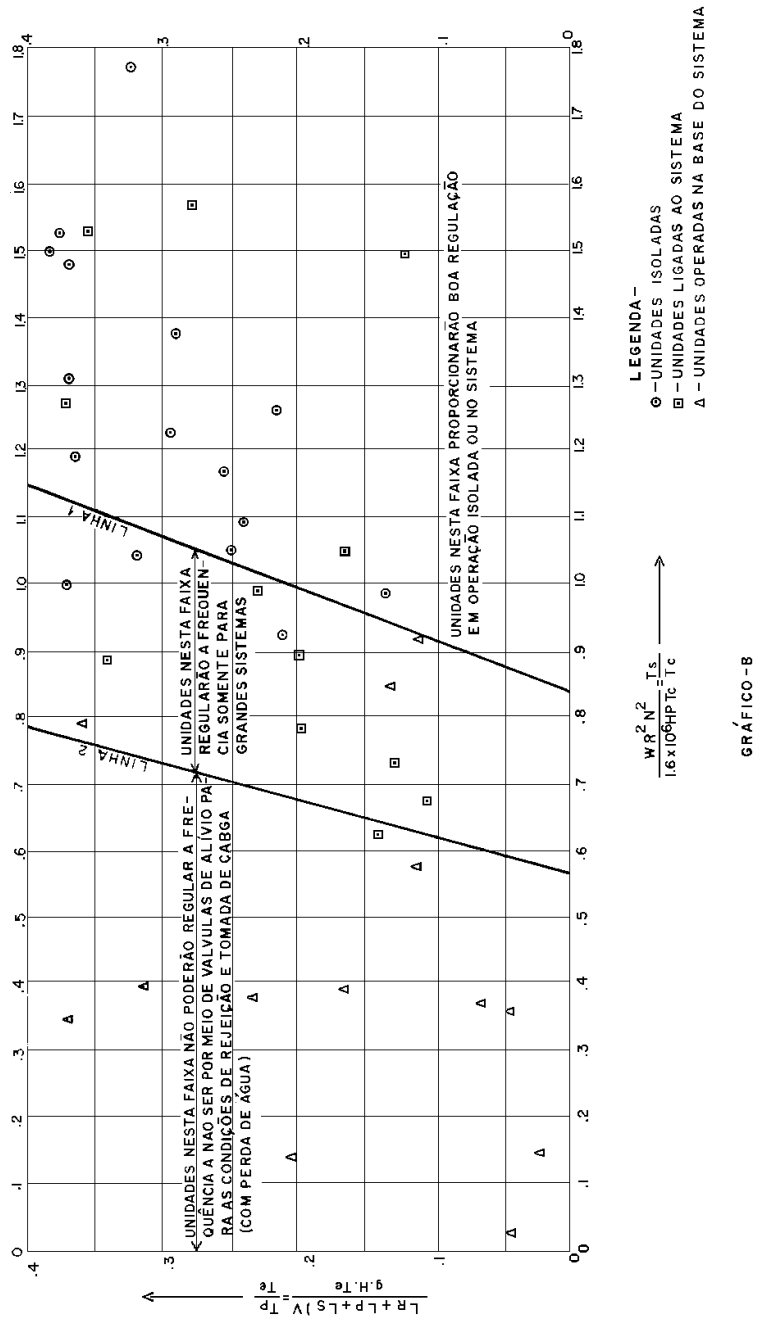
$h$  = queda útil da usina, em m.

O comprimento do tubo de sucção será desprezado, mas a velocidade média nesta parte do conduto hidráulico deverá ser levada em conta na definição de V.

Quanto maior a relação  $T_p/T_e$ , maior o golpe de ariete, não se ultrapassando, em geral, o valor de 0,4, que corresponde, na prática, a um golpe de ariete de 50%.

Nas abscissas do gráfico da Figura 3.11 está a relação entre o tempo transitório mecânico e o tempo total do regulador ( $T_s/T_c$ ).

FIGURA 3.11



O gráfico, através da plotagem de cerca de 40 usinas projetadas pela "Montreal Engineering", sugere uma divisão em três faixas distintas, classificando a zona de boa regulação para grupos isolados à direita, boa regulação quando em sistemas interligados no centro, e a região correspondente à não participação na regulação de frequência à esquerda:

- ⇒ À direita situam-se as usinas que fornecem energia a instalações de mineração, com pás elétricas, que resultam em condições de carga rapidamente variáveis. Incluem grupos com inércia acrescida, não sendo raros geradores com 60 a 75% mais inércia do que o normal.
- ⇒ Na zona central do gráfico as usinas conectadas a sistemas isolados de dimensões moderadas, geralmente operando satisfatoriamente com a inércia padrão mínima, quando três ou mais unidades suprem o sistema.
- ⇒ À esquerda, unidades que operam na base, diversas com condutos forçados muito longos, com tempos de regulação amplos ou providos de válvulas de alívio de pressão. Não são usadas para controle da frequência do sistema;

### 3.8.6 Necessidade de Chaminé de Equilíbrio

1. As chaminés de equilíbrio serão adotadas se o correspondente efeito de redução do golpe de ariete resultar em uma alternativa "circuito hidráulico de adução - turbina" mais econômica, ou para atender as limitações de sobrevelocidade exigidas pela regulação do grupo.
2. Chaminés de equilíbrio não serão necessárias nas usinas que se situarem à direita da linha 1 no gráfico da Figura 3.11, considerando-se a inércia natural do gerador e da turbina.
3. Se o ponto característico da usina situar-se entre as linhas 1 e 2 para inércia natural do grupo, não será necessária a chaminé de equilíbrio se a participação da usina no sistema interligado for inferior a 40%, levando-se em conta o menor sistema a ser atendido pela usina.
4. No caso do ponto característico natural da usina situar-se à esquerda da linha 2, será necessário prever chaminé de equilíbrio ou aumentar o  $WR^2$  do grupo para permitir a participação da usina no controle de frequência do sistema, atendendo os critérios 2 e 3 acima. A alternativa sem chaminé de equilíbrio e sem a participação da usina no controle da frequência, se for o caso, será confrontada em termos econômicos para a seleção do esquema final do aproveitamento.

### 3.8.7 Dimensionamento da Chaminé de Equilíbrio

#### 3.8.7.1 Dimensões Mínimas

A chaminé de equilíbrio deverá satisfazer as seguintes condições:

√ Condição de Sparre, para garantir a reflexão e propiciar uma proteção satisfatória ao conduto de adução a montante da chaminé:

$$F \geq f$$

onde:

F = área da seção transversal da chaminé, em m<sup>2</sup>;

f = área da seção transversal da adução na bifurcação com a chaminé, em m<sup>2</sup>;

√ Condição de Thoma, para garantir a estabilidade da chaminé:

$$F > F_T$$

$$F_T = \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{fL}{h(H-h)}$$

onde:

F = área da seção transversal da chaminé, em m<sup>2</sup>;

F<sub>T</sub> = área mínima da seção transversal da chaminé - Seção de Thoma, em m<sup>2</sup>;

F<sub>r</sub> = área final da seção transversal da chaminé, em m<sup>2</sup>;

V = velocidade do escoamento para vazão nominal, em m/s;

f = área do conduto de adução, em m<sup>2</sup>;

L = comprimento do conduto de adução, em m;

H = queda bruta mínima da usina (diferença entre a cota mínima do reservatório de montante e a cota de restituição da usina), em m;

h = perda de carga ao longo do conduto de adução para a vazão nominal (até a chaminé de equilíbrio), em m.

No caso da condição de Thoma ser satisfeita com pequena margem de segurança, ou seja  $F_t < F < 1,2 F_r$ , a questão da estabilidade da chaminé será analisada com maior detalhe, levando-se em conta as perdas de carga na entrada da chaminé e no conduto forçado, bem como as curvas de rendimento da turbina. Será igualmen-

te verificada a estabilidade pela simulação de variações de carga finitas, iguais a 10 e 20% da potência nominal do grupo, inicialmente operando a 80% da sua potência nominal.

#### 3.8.7.2 Critérios de Dimensionamento

A chaminé será sempre dimensionada para a hipótese de rejeição rápida da vazão máxima, correspondente ao desligamento total da usina quando em plena carga, para os níveis máximo normal (oscilação positiva) e mínimo normal (oscilação negativa) do reservatório.

O dimensionamento para manobras de admissão de água será definido em função da situação da usina com relação ao sistema:

√ Para usina isolada ou atendendo mais do que 40% do sistema, o dimensionamento deverá prever a abertura rápida de zero à plena vazão, considerando o nível mínimo normal do reservatório.

√ Para usina em sistema interligado, responsável por menos de 40% da carga, o dimensionamento deverá prever a abertura rápida de 50 a 100% da vazão máxima, considerando o nível mínimo normal do reservatório.

### 3.9 ESTUDOS DE REMANSO

O cálculo do perfil da linha de água a montante da barragem será efetuado pelo método das diferenças finitas "Standard Step Method", com o objetivo de definir a área de inundação do reservatório, as interferências sobre obras existentes, e as condições de escavação do canal de restituição de eventuais usinas nas extremidades superiores do reservatório.

A jusante, o cálculo do perfil da linha de água será feito para verificação da extrapolação de curva chave do canal de restituição.

A estimativa da rugosidade do leito e das margens poderá ser, inicialmente, baseada na tabela 3.2 (pág. 25) ou similar e, posteriormente, aferida com base em perfis ou níveis de água medidos no próprio rio para condições de vazão conhecidas.

O espaçamento das observações limimétricas e dos levantamentos das seções topobatimétricas será definido para cada caso.

## 3.10 ESTUDO DE VIDA ÚTIL DO RESERVATÓRIO

### 3.10.1 Introdução

Sob o ponto de vista sedimentológico a vida útil de um reservatório cessa quando o assoreamento passa a prejudicar a operação do aproveitamento hidrelétrico. Além da perda da capacidade do reservatório, podem ser citados como problemas decorrentes, a redução gradual da geração de energia, dificuldades de operação da tomada de água, válvulas de descarga e comportas, danos às turbinas por abrasão, deposição de sedimentos na área do delta, reduzindo o volume útil do reservatório e criando dificuldades de navegação, deslocamento da área de remanso para montante e enchentes mais freqüentes.

Outros efeitos, considerados como secundários, se referem a efeitos ecológicos, como erosão nas margens dos reservatórios, erosão do depósito formado e efeitos a jusante da barragem.

Os estudos visam a verificação do tempo de assoreamento na tomada de água e de todo o reservatório, bem como o fornecimento de subsídios para a avaliação das soluções mitigadoras dos problemas decorrentes.

### 3.10.2 Avaliação do Assoreamento

As equações básicas para avaliação do assoreamento são as seguintes:

$$S_a = \frac{D_{st} \times E_r}{g_{ap}} = \frac{365 \times Q_{st} \times E_r}{g_{ap}}$$

$$T_a = \frac{V}{S_a} = \frac{V \times g_{ap}}{D_{st} \times E_r}$$

onde:

- $S_a$  = volume de sedimento retido no reservatório, em m<sup>3</sup>/ano;
- $D_{st}$  = deflúvio sólido total médio anual afluyente ao reservatório, em t/ano;
- $E_r$  = eficiência de retenção do sedimento afluyente ao reservatório, em porcentagem e fração;
- $g_{ap}$  = peso específico aparente médio dos depósitos, em t/m<sup>3</sup>;
- $Q_{st}$  = descarga total média afluyente ao reservatório, em t/dia;
- $T_a$  = tempo de assoreamento de um determinado volume, em anos;
- $V$  = volume do reservatório, total ou volume morto, em m<sup>3</sup>.



#### √ Obtenção de Qst e Dst

A descarga sólida total média anual ou o deflúvio sólido total médio anual serão obtidos a partir dos dados sedimentométricos no local do aproveitamento. Caso existam dados no curso de água fora do local do aproveitamento, estes deverão ser obtidos através da descarga sólida específica.

Os dados sedimentométricos do curso de água, quando existem, são, geralmente, de descarga sólida em suspensão. Nesse caso, a descarga sólida total deverá ser avaliada a partir de um coeficiente que leve em conta a descarga do leito. Este coeficiente varia de 1,10 a 1,30 vezes a descarga sólida média em suspensão. A descarga sólida média será obtida da série de vazões do local do aproveitamento com auxílio da curva-chave de sedimentos.

Esta curva estabelece a relação entre as descargas líquidas e sólidas numa seção do rio, permitindo, a partir do conhecimento da série de vazões líquidas médias mensais, estabelecer as correspondentes vazões sólidas. Essa relação é do tipo  $Q_{st} = aQ^n$ , onde Q é a vazão líquida em m<sup>3</sup>/s, Q<sub>st</sub> é a vazão sólida total em t/dia, e "a" e "n" constantes a determinar.

O valor calculado deverá ser multiplicado por 2, prevendo-se um possível aumento na produção de sedimentos devido a ações antrópicas (ref. 43). Caso se tenha dados sedimentométricos de 5 anos ou mais, a taxa real de aumento do transporte de sedimentos com o tempo poderá ser obtida a partir de curvas de massa.

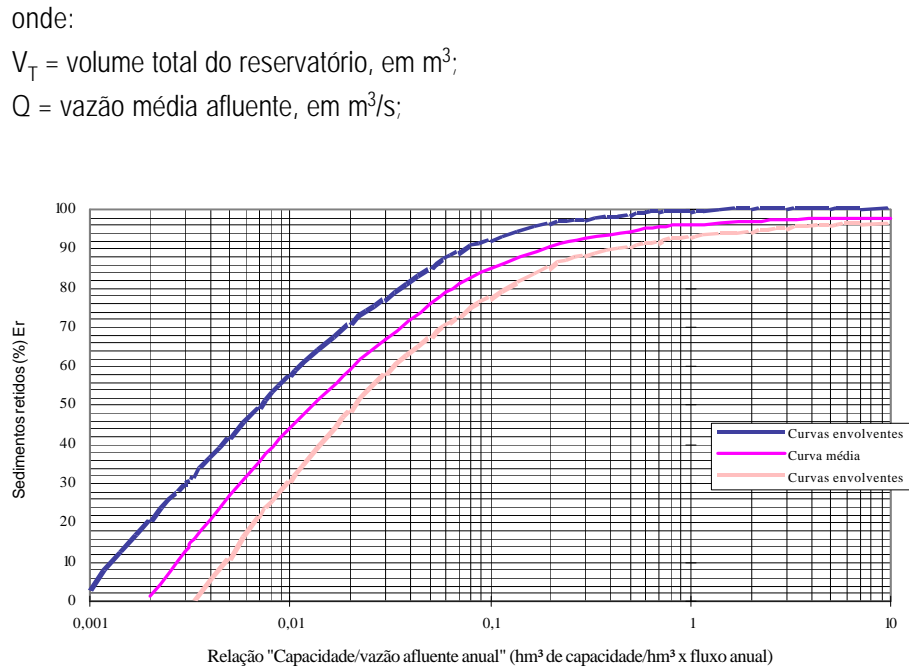
#### √ Eficiência de Retenção de Sedimentos no Reservatório (E<sub>r</sub>)

É definida pela razão entre a descarga sólida que fica retida no reservatório e a descarga total afluente e poderá ser determinada em função da capacidade de afluência, igual à relação do volume total do reservatório com o deflúvio líquido anual médio afluente, segundo a curva de Brune (ref.44).

A eficiência de retenção de sedimentos no reservatório será definida pela expressão:

$$E_r = \frac{V_r}{Q}$$

**FIGURA 3.12**  
**CURVA DE BRUNE**



Para reservatórios pequenos é recomendável a utilização da curva de Churchill, conforme Annandale (ref. 45) e ICOLD (ref. 46).

Para a utilização dessa curva deverá ser calculado o Índice de Sedimentação, IS, dado pela seguinte expressão:

$$IS = \frac{V_T}{Q^2 \times L}$$

onde:

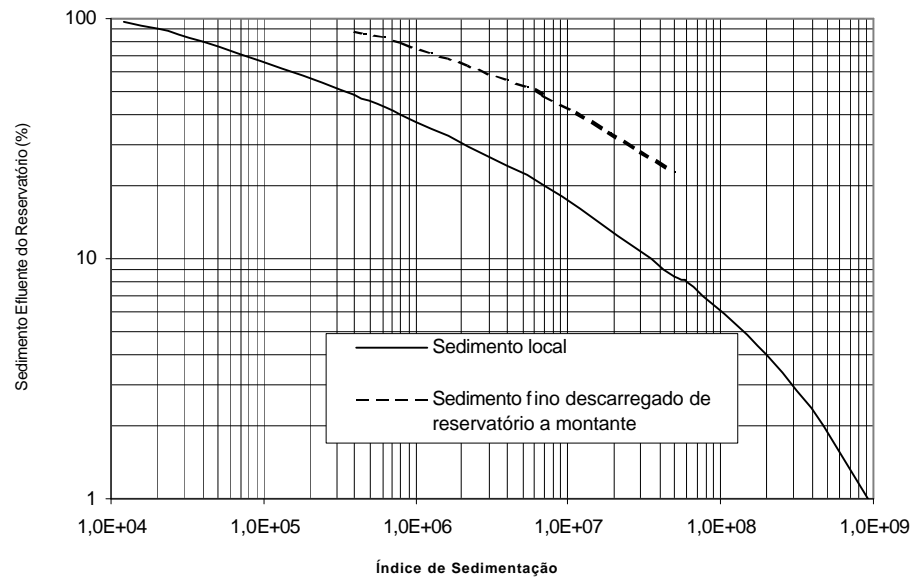
$V_T$  = volume total do reservatório, em  $m^3$ ;

$Q$  = vazão média afluente, em  $m^3/s$ ;

$L$  = comprimento do reservatório, em m.

Entrando na curva de Churchill (Figura 3.13) com o valor numérico de IS, tem-se a porcentagem de sedimento que sai do reservatório. Por diferença de 100%, obtêm-se a eficiência de retenção, que deverá ser expressa em fração.

**FIGURA 3.13**  
**CURVA DE CHURCHILL**



√ Peso Específico Aparente ( $\gamma_{ap}$ )

Para avaliação do assoreamento em reservatórios é necessário o conhecimento do peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ), em  $t/m^3$ , dos depósitos de sedimentos em reservatórios, que deverá ser determinado de acordo com a metodologia de Lara e Pemberton (ref. 43).

### 3.10.3 Estudos a Serem Realizados

As primeiras providências dos estudos são as seguintes:

- ⇒ Levantamento das condições de erosão da bacia (uso do solo, desmatamento, etc);
- ⇒ Levantamento de postos sedimentométricos existentes ou desativados;
- ⇒ Estudos existentes sobre o tema para a bacia;
- ⇒ Coleta de dados hidrológicos e sedimentológicos necessários (séries de vazões, descarga sólida total, granulometria do sedimento em suspensão e do leito, e outros);

Na falta de dados sedimentométricos e hidrológicos haverá a necessidade de instalação e operação de posto ou de rede sedimentométrica em curto prazo.

Os estudos que poderão ser efetuados são:

- ⇒ Tempo de assoreamento total do reservatório (equação acima);
- ⇒ Tempo de assoreamento do volume morto (como uma indicação da vida útil do aproveitamento);

- ⇒ Alturas de depósito no pé da barragem para 50 e 100 anos, e outros tempos;
- ⇒ Altura de depósito de sedimento na soleira da tomada de água;
- ⇒ Distribuição de sedimento no reservatório para 50 e 100 anos ou outros tempos;
- ⇒ Traçado das curvas cota x área x volume originais e curvas com o reservatório assoreado, para 50 e 100 anos (método de Borland e Miller, e outros);
- ⇒ Porcentagem do assoreamento no reservatório para aqueles tempos;
- ⇒ Quantidade de sedimento depositado no volume depositado para controle de cheias;
- ⇒ Determinação da declividade da camada de topo e da camada frontal do depósito do delta;
- ⇒ Efeitos das grandes enchentes e o transporte de sedimentos (para pequenos reservatórios);
- ⇒ Investigação de medidas preventivas de controle de sedimento (medidas mitigadoras), caso o assoreamento seja um problema dentro do dobro do tempo da vida útil econômica do aproveitamento, 2 x 35 anos, considerando, inclusive, a taxa de aumento de sedimento com o tempo;
- ⇒ Estudos de previsão dos efeitos de erosão no canal de jusante da barragem, fórmulas de hidráulica de sedimentos, e os métodos de simplistas sugeridos nas referências 44 e 46;
- ⇒ Efeitos ambientais decorrentes;
- ⇒ Estudos de remanso do reservatório considerando o sedimento depositado.

#### 3.10.4 Controle do Assoreamento de Reservatórios

As medidas de controle de assoreamento de reservatórios são classificadas como preventivas e corretivas.

O controle corretivo é feito na fase de operação do aproveitamento.

As medidas mitigadoras preventivas poderão ser feitas na barragem ou na bacia. Para as pequenas barragens essas medidas poderão ser efetivadas prevendo-se descarregadores de fundo e desarenadores adequadamente posicionados. Além disso, será necessária a vegetação ciliar do reservatório e dos cursos de água, bem como o reflorestamento da bacia e o manejo adequado de solos na agricultura.

### **3.11**

Outras medidas poderão ser verificadas na bibliografia disponível (ref. 43, 44, 45 e 46).

#### **3.11.1 Dados Básicos**

√ Topobatimetria

Planta topográfica em escala de denominador não superior a 2.000, com curvas de nível de metro em metro. Nos trechos em que as superfícies batimétricas influenciaram, com predominância, nas características do escoamento, deverão ser adotados levantamentos mais detalhados, através de seções transversais ou de pontos cotados que cubram as regiões de interesse.

√ Hidrologia

Postos fluviométricos, com curvas-chave extrapoladas, na área de interesse do modelo, abrangendo desde vazões mínimas observadas na natureza até a vazão máxima de projeto.

√ Arranjo Geral e Projeto Hidráulico das Estruturas a serem estudados, com detalhamento geométrico compatível com as respectivas necessidades de reprodução em modelo reduzido.

√ Dados característicos do projeto, vazão de projeto do vertedouro, vazões de projeto das diversas etapas construtivas das obras, vazões turbinadas máximas e mínimas, Nível Mínimo Normal, Nível Máximo Normal e Nível de Máxima Enchente no Reservatório, níveis máximo e mínimo no canal de fuga.

√ Projeto das etapas construtivas das obras principais e de desvio do rio.

√ Programa dos estudos a serem desenvolvidos.

√ Regras operativas quando os estudos forem realizados para empreendimentos em fase de ampliação, repotenciação e/ou recuperação.

#### **3.11.2 Escalas**

As leis de semelhança mecânica que regem os fenômenos em estudo são definidas a partir da identificação dos esforços predominantes.

Dada a predominância das forças devidas à gravidade, os modelos de estruturas hidráulicas fluviais obedecem à semelhança de Froude, que permite definir a escala do modelo.

O critério acima decorre do fato de uma determinada grandeza predominar no fenômeno e as demais serem negligenciáveis. Todavia, a aplicação deste critério não é incondicional; faz-se necessário que no modelo se mantenham os limites dentro dos quais as grandezas consideradas negligenciáveis possam ser realmente negligenciadas, como podem ocorrer nos fenômenos abaixo relacionados:

√ Viscosidade

Como o regime de escoamento no modelo deverá ser semelhante ao do protótipo, torna-se necessário verificar se o número de Reynolds, no modelo, ultrapassa os limites necessários para a minimização dos efeitos viscosos.

√ Tensão Superficial

A escala geométrica deverá também ser definida de modo que a tensão superficial, para as informações a serem obtidas, não interfira nas características do escoamento, no modelo.

√ Rugosidade

Dada a dificuldade de se reproduzir, em escala reduzida, a rugosidade prevista para superfícies muito lisas como, por exemplo, as superfícies de calhas vertedouras, o fator rugosidade deve ser considerado quando da seleção da escala geométrica a ser adotada, para se detectar eventuais efeitos de escala.

### 3.11.3 Escolha de Tipo do Modelo a ser Adotado

√ Modelos Tridimensionais

São utilizados para o estudo de escoamentos hidráulicos que ocorrem simultaneamente em várias direções, como no caso dos estudos de condições de acesso a vertedouros e tomadas de água, verificação da influência dos escoamentos do vertedouro no canal de fuga, estudos de erosão, estudos de desvio do rio, etc.

√ Modelos Bidimensionais

Onde são estudados os escoamentos hidráulicos cujos componentes principais ocorrem longitudinalmente .

#### 3.11.4 Limites dos Modelos

Os limites dos modelos deverão ser definidos de forma a abranger todas as zonas e acidentes naturais responsáveis pela geração de fenômenos que influem no estirão fluvial, objeto do estudo. Não existem regras para a fixação dos limites de um modelo. A experiência e o bom senso de quem projeta será, portanto, fundamental.

##### √ Limite de Montante

O limite de montante deverá ser analisado para atender às condições fluviais na fase de desvio do rio e após a implantação das obras, na fase operação do reservatório. Na fixação da seção limite de montante, os filetes deverão estar o mais próximo possível da normal a esta seção, podendo ser utilizados guias correntes para o direcionamento do fluxo.

##### √ Limite de Jusante

O limite de jusante deverá conter o posto de controle do modelo e estar suficientemente afastado da região de estudo de modo a manter inalteradas, no referido posto, as condições fluviais existentes antes da implantação das obras.

##### √ Limites Laterais

Os limites laterais deverão envolver, se possível, a curva de nível que representa o espelho de água. Não há necessidade de se representar zonas de braços mortos e de águas estagnadas, ou de velocidades muito reduzidas, que não influenciam o fluxo de água natural. O importante é manter as condições de contorno do escoamento.

##### √ Limite Altimétrico

O limite altimétrico deverá atender às elevações máximas e mínimas previstas no projeto considerando também, se for o caso, a profundidade máxima prevista para a fossa de erosão, a jusante do vertedouro.

#### 3.11.5 Aferição do Estirão Fluvial

Consiste em garantir que o escoamento fluvial no modelo, após a reprodução das características físicas, no trecho considerado, seja hidrodinamicamente semelhante ao escoamento fluvial correspondente ao referido trecho do protótipo.

Poderão ocorrer basicamente duas situações de aferição, a saber:

- ⇒ Aferição de todo o estirão fluvial reproduzido no modelo, quando as obras estiverem ainda em fase de projeto.
- ⇒ Aferição do trecho do estirão fluvial situado a jusante das obras, quando estas já tiverem sido implantadas.

Para a aferição do estirão fluvial devem ser reproduzidos, no modelo, perfis instantâneos de nível de água, em regime permanente, definidos através de postos fluviométricos, nele posicionados. Estes deverão ser aferidos na faixa das vazões observadas e verificados para os níveis excepcionais, extrapolados e previstos no projeto.

### 3.11.6 Estudos das Estruturas Hidráulicas de Desvio

Dentre os critérios para os estudos das estruturas hidráulicas de desvio, devido às diversas concepções possíveis com uma grande abrangência de casos e soluções, serão especificados aqueles considerados de fundamental importância para as definições de projeto.

- √ Canais Naturais e Derivações (Canais Escavados):
  - ⇒ Verificação das elevações das ensecadeiras longitudinais e/ou transversais de montante e jusante. Determinação dos perfis longitudinais, dos níveis de água junto às ensecadeiras e verificação dos pesos dos blocos de proteção dos taludes das mesmas.
  - ⇒ Verificação da capacidade de vazão das derivações, conjugadas com as elevações das cristas das ensecadeiras.
  - ⇒ Fechamento do rio, estudos dos diversos estágios de avanço das ensecadeiras ou pré-ensecadeiras, com medidas de níveis de água a montante e a jusante, de velocidades, principalmente junto às extremidades dos avanços e avaliação dos pesos dos blocos a serem utilizados no processo de fechamento.
  
- √ Galerias de Desvio
  - ⇒ Análise dos diversos tipos de escoamento, com medições de velocidades e estimativas em casos especiais de possibilidade de cavitação no interior das galerias.
  - ⇒ Determinação da capacidade de vazão, curvas de descarga, medições de níveis de água e pressões médias.
  - ⇒ Os ensaios deverão ser realizados, caso necessário, com as ranhuras das comportas livres e tamponadas.



- √ Túneis de Desvio
  - ⇒ Reprodução das rugosidades previstas no projeto, principalmente em túneis sem revestimento.
  - ⇒ Análise das condições hidráulicas, de aproximação na entrada do túnel e de restituição à calha fluvial.
  - ⇒ Análise dos tipos de escoamento possíveis de ocorrer, determinação da curva de descarga e medições de pressões médias.

### 3.11.7 Estudos da Estrutura do Vertedouro

- ⇒ Análise das condições de aproximação, procurando definir, principalmente, as geometrias das ombreiras e das ogivas dos pilares.
- ⇒ Medições de velocidades e pressões médias na soleira e em todo perfil vertente, em pontos estrategicamente selecionados, principalmente onde poderão ocorrer as menores pressões.
- ⇒ Medições de pressões instantâneas em pontos sujeitos a baixas pressões configuradas com oscilações de grandes amplitudes.
- ⇒ Determinação de perfis de linha de água junto aos muros laterais e pilares.
- ⇒ Determinação da capacidade de vazão do vertedouro, curva de descarga para escoamento livre e com controle de comportas.

### 3.11.8 Estudos das Estruturas de Dissipação de Energia

- √ Bacia de Dissipação
  - ⇒ Verificação da contenção do ressalto hidráulico no interior da bacia para a vazão de projeto, e a estabilidade do mesmo considerando um abaixamento do nível de água de jusante de alguns metros. Tal precaução é decorrente das imprecisões e indefinições normalmente existentes nas extrapolações das curvas-chave.
  - ⇒ Medições de perfis de linha de água junto aos muros laterais.
  - ⇒ Medições de pressões médias e velocidades em pontos previamente analisados, no interior da bacia.
  - ⇒ Caracterização das erosões a jusante realizando ensaios com e sem remoção de barras.
  - ⇒ Medições de velocidades e eventualmente pressões médias no trecho a jusante, em fundo fixo.
  - ⇒ Determinação do rendimento da bacia para toda a faixa operacional do vertedouro.

- √ Salto de Esqui - Bacia de Lançamento
  - ⇒ Determinação das vazões de lançamento e manutenção do salto.
  - ⇒ Determinação das características do jato (altura e alcance).
  - ⇒ Medições de níveis de água, velocidades e pressões médias na calha e junto ao salto.
  - ⇒ Caracterização das erosões a jusante.
  - ⇒ Análise dos escoamentos a jusante, em fundo fixo, com medições de velocidade, verificando o comportamento das correntes de retorno.
  - ⇒ Verificação do comportamento e evolução da fossa de erosão estimada no projeto.
  - ⇒ Os ensaios deverão ser realizados com e sem remoção de barras.
  - ⇒ Medições de pressões médias em fundo fixo na fossa de erosão, caso necessário.

### 3.11.9 Estudos das Estruturas do Circuito Hidráulico de Geração

- √ Tomada de Água
  - ⇒ Análise das condições de aproximação dos escoamentos, distribuição de velocidades e formação de vórtices. A análise das vorticidades deverá considerar situações operativas, com níveis máximos médios e mínimos, conjugadas com várias combinações de operação das unidades geradoras funcionando isoladamente e em conjunto com o vertedouro, se for o caso. Podem ser instrutivos ensaios com vazão correspondente ao dobro da real.
- √ Chaminé de Equilíbrio
  - ⇒ Definição das formas e dos coeficientes de perda de carga das singularidades hidráulicas, objetivando obter-se melhores resultados do que aqueles obtidos em simulações com modelos matemáticos de regimes transitórios.
- √ Canal de Fuga.
  - ⇒ Determinação das perdas de carga e análise das distribuições das velocidades.
  - ⇒ Determinação dos níveis de água, das amplitudes e frequências das oscilações em pontos próximos à saída dos tubos de sucção das unidades geradoras, quando houver influência do escoamento do vertedouro no escoamento do canal de fuga.
  - ⇒ Verificação dos impactos nos níveis de água do canal de fuga, devido à formação de barras oriundas de erosões a jusante do vertedouro.

### **3.11.10 Plano de Operação das Comportas do Vertedouro**

Deverá ser elaborado um plano de operação das comportas do vertedouro, para as condições normais e emergenciais com uma ou mais comportas total ou parcialmente inoperantes. O plano terá como objetivo estabelecer diretrizes para a operação eficiente e segura do vertedouro, sem impactos importantes sobre o conjunto das obras.

Deverão ser evitadas ou minimizadas as amplitudes dos seguintes fenômenos: vorticidade, oscilações de nível de água, descolamentos, galgamentos dos muros laterais e batimentos das lâminas vertentes nas comportas.

### **3.12.1 Introdução**

O projeto de drenagem superficial tem como principais objetivos, estimar a vazão produzida por precipitações pluviais em áreas limitadas do projeto, captar o escoamento superficial, conduzir as águas precipitadas adequadamente e fazer o 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, que normalmente apresentam volumes menos expressivos.

### **3.12.2 Período de Retorno e Critérios de Segurança**

Para o dimensionamento das estruturas de drenagem, a determinação da chuva de projeto deverá ser efetuada considerando os períodos de retorno estabelecidos na Tabela 3.4, 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 3.4**  
**PERÍODOS DE RETORNO A SEREM ADOTADOS**  
**EM FUNÇÃO DO TIPO DE 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 ≤ 1,0 km <sup>2</sup>	25	50
Bueiros Ad > 1,0 km <sup>2</sup>	50	100
Canais, Vãos de Pontes	100	250

### 3.12.3 Cálculo da Chuva de Projeto

A chuva de projeto é obtida da seguinte equação que relaciona a intensidade, duração e frequência de uma dada precipitação:

$$i = K \left( \frac{T_r^m}{(t + t_0)^n} \right)$$

onde:

$i$  = intensidade média da chuva crítica, em mm/min;

$t$  = tempo de duração da chuva, em minutos;

$T_r$  = período de retorno, em anos;

$K, m, t_0$  e  $n$  = parâmetros de ajuste da equação para cada local.

Esse tipo de equação pode ser obtido em locais que disponham de postos pluviográficos. Existem vários destes postos implantados e operados por institutos de pesquisa, sobretudo aqueles relacionados a Institutos Agrônomicos ou de Meteorologia, em várias cidades do país.

Vários pesquisadores já realizaram estudos para determinação de equações de intensidade, duração e frequência de chuvas para várias localidades, destacando-se o eng.º Otto Pfafstetter (ref. 36), que as elaborou para 98 cidades brasileiras.

A intensidade também poderá ser obtida diretamente das curvas intensidade x duração x frequência, considerando a duração igual ao tempo de concentração.

#### √ Tempo de Concentração

O tempo de duração da chuva para uma pequena bacia hidrográfica geralmente é considerado igual ao tempo de concentração dessa bacia, que poderá ser calculado pela fórmula de Kirpich:

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

onde:

$t_c$  = Tempo de concentração;

$L$  = Comprimento do talvegue mais extenso, em km;

$H$  = Desnível ao longo do talvegue mais extenso, em m.

Para bacias sem talvegue definido, o tempo de concentração deverá ser obtido na Ref. 33, para diferentes condições de declividade, comprimento do percurso e coeficiente de escoamento superficial. O valor mínimo do tempo de concentração deverá ser de 5 minutos.

#### 3.12.4 Determinação da Vazão de Projeto

Nas bacias com áreas de contribuição pequenas, até de 5,0 km<sup>2</sup>, o cálculo da vazão de projeto deverá ser feito pelo método racional.

No caso de bacias com áreas de contribuição superiores a 5,0 km<sup>2</sup> deverão ser adotados métodos que utilizem o conceito do Hidrograma Unitário.

O método racional tem por fundamento a ocorrência de uma precipitação uniforme sobre uma área de contribuição. A vazão é calculada pela equação:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{6}$$

onde:

$Q$  = Vazão de projeto, em m<sup>3</sup>/s;

$C$  = Coeficiente de escoamento superficial, obtido na Tabela 3.5;

$i$  = Intensidade de chuva, em mm/min;

$A$  = Área da bacia, em ha.

**TABELA 3.5**  
**COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO**

OCUPAÇÃO DO SOLO	C
Áreas densamente construídas, calçadas e vias pavimentadas com asfalto ou concreto, locais com rochas decapadas	0,70 a 0,95
Áreas construídas, calçadas e vias pavimentadas com pedras irregulares ou paralelepípedos, locais com camada de solo pouco espessa e com vegetação rasteira	0,50 a 0,70
Áreas pouco construídas, com muitas áreas verdes, matas com terreno íngreme e pouco permeável	0,20 a 0,50
Matas, solo permeável e sem construções, terreno pouco íngreme ( 2% a 7% )	0,10 a 0,25
Florestas, solo com alta permeabilidade e sem construções, terreno plano	0,05 a 0,10

### 3.12.5 Dimensionamento das Estruturas

Os diversos dispositivos que compõem o sistema de drenagem superficial deverão ser selecionados técnica e economicamente, a fim de permitir um rápido escoamento das águas pluviais que incidirem sobre a área de projeto.

Os coletores deverão ser dimensionados, sempre que possível, como canal em regime uniforme, utilizando-se a equação de Manning-Strickler.

O coeficiente de rugosidade deverá ser obtido na Tabela 3.6.

**TABELA 3.6**  
**VALORES DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING.**

FORMA E REVESTIMENTO DO FUNDO E PAREDES	n
Sarjetas - asfalto liso	0,013 - 0,015
Sarjetas - asfalto rugoso	0,015 - 0,017
Concreto liso com pavimento de asfalto	0,014 - 0,015
Concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015 - 0,016
Pavimento de concreto	0,014 - 0,016
Retilíneo e revestido com grama de até 5 cm de altura	0,023 - 0,030
Revestido com mato e lâmina de água profunda	0,035 - 0,050
Revestido com mato e lâmina de água rasa	0,050 - 0,130
Galerias de concreto pré-moldado bem acabado	0,013 - 0,014
Galerias de concreto moldado "in loco" com formas metálicas simples	0,014 - 0,015
Galerias de concreto moldado "in loco" com formas de madeira	0,015 - 0,020
Pedras Argamassadas	0,016 - 0,022
Gabiões	0,023 - 0,025
Rocha escavada	0,025 - 0,035

Deverão ser observados os seguintes critérios básicos:

- ⇒ As declividades, sempre que possível, deverão acompanhar as declividades naturais do terreno, de modo a evitar assentamentos profundos;
- ⇒ A velocidade de escoamento, para a vazão de projeto, não deverá exceder a velocidade máxima admissível para a natureza do revestimento, conforme apresentado na Tabela 3.7;
- ⇒ A inclinação das margens deverá ser menor que o ângulo de repouso do material de revestimento, conforme indica a Tabela 3.8, em função da natureza das margens do canal.

**TABELA 3.7**  
**VELOCIDADES ADMISSÍVEIS EM CANAIS**

<b>MATERIAL DAS PAREDES DO CANAL</b>	<b>VELOCIDADE MÉDIA (m/s)</b>
Areia muito fina	0,23 a 0,30
Areia solta média	0,30 a 0,46
Areia grossa	0,46 a 0,61
Terreno arenoso comum	0,61 a 0,76
Terreno silte-argiloso	0,76 a 0,84
Terreno de aluvião	0,84 a 0,91
Terreno argiloso compacto	0,91 a 1,14
Terreno argiloso duro	1,14 a 1,22
Solo cascalhado	1,22 a 1,52
Cascalho grosso, pedregulho, piçarra	1,52 a 1,83
Rochas sedimentares moles xisto	1,83 a 2,44
Alvenaria	2,44 a 3,05
Rochas compactas	3,05 a 4,00
Concreto	4,00 a 6,00

**TABELA 3.8**  
**INCLINAÇÃO DAS MARGENS DO CANAL**

<b>NATUREZA DAS MARGENS</b>	<b>INCLINAÇÃO (1V: mH)</b>
Canais em terra sem revestimento	2,50 a 5,00
Canais em saibro, terra permeável	2,00
Cascalho roliço	1,75
Terra compactada, sem revestimento	1,50
Terra muito compactada, paredes rochosas	1,25
Rochas estratificadas, alvenaria de pedra bruta	0,50
Rochas compactas, alvenaria em concreto	0

A determinação da linha de água e das velocidades ao longo do canal poderá ser realizada através do Standard Step Method, descrito no item 3.9 - Estudos de Remanso.

Outras estruturas tais como bueiros, caixas de passagem, descidas de água em degraus, dissipadores de energia e estruturas semelhantes, entre outras, por sua natureza especial, serão tratados, quando da sua ocorrência, de acordo com as práticas usuais apresentadas nas referências 4, 33 e 34.

### 3.12.6 Controle de Erosão a Jusante dos Dispositivos de Drenagem

Para orientar o controle de erosão a jusante das obras de drenagem, deverão ser adotados os seguintes critérios:

√ O tipo de tratamento deverá ser selecionado em função da velocidade na saída, de acordo com a tabela 3.9:

TABELA 3.9

VELOCIDADE NA SAÍDA (m/s)	TRATAMENTO DO CANAL NATURAL
$V < 1,00$	Nenhum
$1,00 < V < 3,00$	Revestimento vegetal
$3,00 < V < 5,00$	Enrocamento numa extensão de 4 a 18 m além da saída do canal
$V > 5,00$	Dispositivos especiais de controle de erosão tais como: dissipador de energia ou bacia de amortecimento.

√ O diâmetro médio das pedras para enrocamento, a jusante das obras hidráulicas, deverá ser obtido pela expressão:

$$V = 6\sqrt{D}$$

onde:

V = velocidade média do escoamento, em m/s;

D = Diâmetro médio do material, em m.

√ A velocidade do fundo do canal deverá ser considerada igual a 70% da velocidade média na saída.



### 3.13

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Th. Saville Jr. et al, "Freeboard Allowances for waves in Inland Reservoir", Journal of Waterways and Harbours Division of the A.S.C.E, May 1962.
2. Design of Small Dams, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington DC 1973
3. Hydraulic Design Criteria  
Waterways Experiment Station - Corps of Engineers  
Vicksburg, Mississippi - 1988
4. Chow, Ven-Te: "Open Channel Hydraulics" - International Student Edition, MacGraw Hill - 1985 - 21ª Edição
5. Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillways, Engineering Monograph nº 9, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1952
6. Hydraulic Design of Flood Control by High Head Grated Outlets, ICOLD 9th Congress, Istanbul, 1967
7. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, Engineering Monograph no 25, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation
8. Selecting Hydraulic Reaction Turbines - Engineering Monograph no 20, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1976
9. Gordon, J. L., "Determination of Generator inertia", Eastern Zone Meeting, Hydraulic Power Section, Canadian Electrical Association, Halifax, Jan. 1961
10. Jaeger, C., "Hydraulique Technique" Ed. Dunod, Paris, 1954
11. Lencastre, A., Hidráulica Geral, 1983
12. Matias Ramos, C., J. A. Gil Saraiva, "Dimensionamento de Grades de Proteção de Circuitos Hidráulicos", LNEC, Memória no 557, Lisboa, 1981
13. Applied Hydraulic Transients - M .H. Chaudry
14. IEC -Code n. 308 - International Code for Testing of Hydraulic Turbines - Edição 1970
15. Bureau of Reclamation - Engineering monograph no 03 - Welded Steel Penstock
16. Bureau of Reclamation - Engineering monographs n.06
17. Design of Hydraulic Control Systems - Lewis and Stern -1962
18. Hydraulic Electric Hand Book - Creager & Justin - 1962
19. Hydro Electric Engineering Practice - Blackie- 1967
20. Water Power & Dam Construction - Set. /1972; May./1972 ; Aug./1995
21. Máquinas Motrizes Hidráulicas - A. J. Macintyre - 1983
22. Usinas Hidrelétricas- Gerhard P. Schreiber- 1977 - Engevíx
23. Water Hammer Analysis - J.Parmakian
24. GOUBET, A. [1979] Risques associés aux barrages, La Houille Blanche, n. 8, p. 35.
25. JOHNSON, F. A. e ILLES, P. [1976] A classification of dam failures, Water Power & Dam Construction, p. 35.

26. WETMORE, J. N. e FREAD, D. L. [1991] The NWS simplified dam-break flood forecasting model, National Weather Service - NWS - NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland (manual do programa).
27. FREAD, D. L. [1988] Thechnique for implicit dynamic routing in rivers with tributaries, Water Research Resources, vol. 9, n. 4, pp. 918-926.
28. FREAD, D. L. e HARBAUGH T. E. [1973] Transient hydraulic simulation of breached earth dams, Proceedings A.S.C.E., Journal of the Hydraulic Division, vol. 99, n. 1, p. 139-154.
29. FRENCH, R. H. [1987] Open-Channel Hydraulics , McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 2nd ed., Singapore.
30. ICOLD [1998], Dam break flood analysis: review and recommendations , International Commission on Large Dams, Paris, p. 301, pp. 85.
31. FREAD, D. L. e LEWIS, J. M. [1998] NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation, National Weather Service - NWS - NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland (manual do programa).
32. CBDB [1999] Guia básico de segurança de barragens, Comitê Brasileiro de Barragens - Núcleo Regional de São Paulo - Comissão Regional de Segurança de Barragens, 77 páginas.
33. DAEE/CETESB: "Drenagem Urbana - Manual de Projeto" - São Paulo - 1980
34. Wilken, P.S. : "Engenharia de Drenagem Superficial " CETESB - S.Paulo - 1978
35. Magni, N.L.G.; Mero, F.: "Precipitações Intensas no Estado de São Paulo" - FCTH/DAEE, São Paulo - 1982
36. Pfafstetter, Otto - Chuvas Intensas no Brasil - 2ª edição - DNOS, Rio de Janeiro - 1982.
37. Bell, Frederick Charles - Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships - Journal of Hydraulics Division, ASCE, v.65, n.1, HY, p.311-327, January/1969.
38. Wilken, Paulo Sampaio - Engenharia de Drenagem Superficial - CETESB - 1978.
39. Tucci, Carlos E. M. et al - Drenagem Urbana - 1ª edição - ABRH / Editora da Universidade do Rio Grande do Sul - 1995.
40. Tucci, Carlos E. M. et al - Hidrologia - Ciência e Aplicação - 1ª edição - ABRH / EDUSP - Editora da Universidade do Rio Grande do Sul - 1993.
41. Chow, Ven-Te - Handbook of Applied Hydrology - McGRAW-HILL New York, Ltd. - 1964.
42. Villela, Swami M. & Mattos, Arthur - Hidrologia Aplicada - McGRAW-HILL do Brasil - 1979.
43. Carvalho, N. O. - "Hidrossedimentologia Prática" - CPRM/ELETRORÁS - Rio de Janeiro, 1994.
44. Strand, R. - "Design of Small Dams: Sedimentation". Washington D.C.: Bureau of reclamation. 1974 (Appendix H).
45. Annandale, G.W. - "Reservoir Sedimentation" - Elsevier Science Publishers B.V. - Amsterdam, 1987.
46. ICOLD - "Sedimentation Control of Reservoirs - Guidelines" - International Commission on Large Dams - Paris, 1989.

**4.1**  
**GENERALIDADES**

Neste capítulo são abordadas as propriedades dos principais materiais utilizados para obras civis de hidrelétricas, tais como: concreto, aço, dispositivos de vedação e aparelhos de apoio e referência a outros materiais.

Basicamente, e sempre que for possível, para especificações de materiais de concreto armado, deverão ser utilizadas as Normas Brasileiras da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), a não ser quando essas normas sejam insuficientes. Nesse caso poderão ser utilizadas outras normas de acordo com o item 2.4.

**4.2**  
**CONCRETO**

**4.2.1 Ensaios**

Deverão ser realizados ensaios para caracterização dos materiais e propriedades do concreto.

A caracterização das propriedades dos materiais subsidiará:

- ⇒ A comparação entre os diferentes materiais disponíveis, visando a seleção mais adequada para utilização na obra;
- ⇒ A definição de providências eventualmente necessárias tendo em vista a aplicabilidade dos diferentes materiais na produção do concreto, especialmente no caso dos agregados (beneficiamento, neutralização da reatividade potencial álcali-agregado, etc);
- ⇒ O desenvolvimento dos estudos de dosagens do concreto.

As propriedades do concreto fornecerão subsídios ao desenvolvimento do projeto e ao controle tecnológico durante a implantação do empreendimento.

As seguintes propriedades dos materiais e do concreto deverão ser examinadas, considerando-se mínimos obrigatórios àqueles indicados com (\*):

- √ Concreto
  - ⇒ Determinação da massa específica do concreto fresco e endurecido (\*)
  - ⇒ Resistência à compressão axial simples (\*)
  - ⇒ Resistência à tração na flexão
  - ⇒ Resistência à tração direta
  - ⇒ Resistência à tração por compressão diametral (\*)
  - ⇒ Módulo de Elasticidade e coeficiente de Poisson
  - ⇒ Coeficiente de dilatação linear
  - ⇒ Calor específico
  - ⇒ Elevação adiabática de temperatura
  - ⇒ Difusibilidade térmica
  - ⇒ Condutividade térmica
  - ⇒ Fluência
  - ⇒ Capacidade de deformação
  - ⇒ Retração por secagem

√ Quando tratar-se de concreto massa, é conveniente a determinação das seguintes propriedades do concreto:

- ⇒ Resistência à tração na flexão (\*)
- ⇒ Módulo de elasticidade (\*)
- ⇒ Coeficiente de dilatação térmica (\*)
- ⇒ Calor específico (\*)
- ⇒ Difusibilidade térmica (\*)
- ⇒ Elevação adiabática de temperatura (\*)
- ⇒ Fluência (\*)

- √ Agregados miúdos
  - ⇒ Composição mineralógica (\*)
  - ⇒ Massa específica e absorção (\*)
  - ⇒ Composição granulométrica (\*)
  - ⇒ Reatividade potencial com os álcalis do cimento – método acelerado (\*)
  - ⇒ Sanidade ao ataque do sulfato de sódio
  - ⇒ Impurezas orgânicas (\*)
  - ⇒ Massa unitária
  - ⇒ Teor de argila em torrões
  - ⇒ Inchamento
  - ⇒ Teor de material pulverulento
  - ⇒ Teor de partículas leves

- √ Agregados graúdos
  - ⇒ Análise petrográfica (\*)
  - ⇒ Resistência à compressão
  - ⇒ Módulo de elasticidade
  - ⇒ Índice de forma
  - ⇒ Massa específica e absorção (\*)
  - ⇒ Composição granulométrica (\*)
  - ⇒ Reatividade potencial com os álcalis do cimento – método acelerado (\*)
  - ⇒ Sanidade ao ataque do sulfato de sódio (\*)
  - ⇒ Abrasão Los Angeles
  - ⇒ Desagregabilidade pelo etileno glicol
  - ⇒ Coeficiente de expansão térmica
  - ⇒ Ciclagem acelerada água/estufa
  - ⇒ Massa unitária
  - ⇒ Teor de material pulverulento
  - ⇒ Teor de partículas leves
  
- √ Cimento
  - ⇒ Massa específica (\*)
  - ⇒ Resíduo na peneira #200 (\*)
  - ⇒ Superfície específica Blaine (\*)
  - ⇒ Tempos de pega (\*)
  - ⇒ Expansibilidade (\*)
  - ⇒ Resistência à compressão (\*)
  - ⇒ Calor de hidratação (\*)
  - ⇒ Análise química (\*)
  
- √ Pozolana
  - ⇒ Análise química (\*)
  - ⇒ Massa específica (\*)
  - ⇒ Resíduo na peneira #200 (\*)
  - ⇒ Resíduo na peneira #325 (\*)
  - ⇒ Superfície específica Blaine (\*)
  - ⇒ Índice de atividade com o cimento (\*)
  - ⇒ Índice de atividade com a cal (\*)

#### 4.2.2 Classes de Concreto

Os concretos destinados aos diversos locais das estruturas serão definidos em função da resistência do projeto e respectiva idade de referência, sendo que para os concretos sujeitos à ação do fluxo de água em velocidade serão também especificados valores máximos para a relação água-cimento e dimensão máxima característica do agregado.

A Tabela 4.2.2 indica as classes de resistências com as respectivas idades de controle. Esta tabela deve ser considerada como uma diretriz, servindo como balizamento ao Projeto na definição das classes de concreto. Devem ser observadas as seguintes considerações:

- √ As classes de resistências correspondentes aos diferentes locais de aplicação podem ser alteradas em função das solicitações requeridas em cada caso específico.
- √ As classes de resistências podem ser diferenciadas dentro de uma mesma estrutura. No caso específico do concreto massa, as resistências características devem, dentro do possível, ser diferenciadas ao longo da altura das estruturas.
- √ Para efeito da definição das classes de resistências, o concreto compactado com rolo (CCR) não é diferenciado do concreto massa convencional. Assim, o CCR é aqui considerado como de classe A (regiões de núcleo) ou B (regiões de paramentos). A sua resistência, tal qual do concreto massa convencional, poderá variar, dependendo da solicitação em cada local da estrutura.
- √ Os concretos de superfícies hidráulicas sujeitas a velocidades maiores do que 12m/s (para estruturas a céu aberto) ou 7m/s (para estruturas afogadas) devem ter a relação A/C máxima limitada em 0,45. Valores maiores só poderão ser adotados se estudos específicos de laboratórios, realizados para os concretos produzidos com os materiais a serem utilizados na obra em questão, mostrarem que concretos de qualidade e durabilidade equivalentes poderão ser obtidos mesmo sem a adoção do referido limite. A dimensão máxima característica dos agregados destes concretos estará limitada em 19 mm ou 25 mm.
- √ A resistência característica do concreto projetado poderá variar em função da solicitação e da idade em que é requerida a resistência total ou parcial especificada.

√ Para o concreto pré-moldado, o Projeto deverá indicar as resistências características necessárias na idade do saque das peças e quando solicitadas nas estruturas em que elas serão aplicadas. A idade do saque das peças deve ser estabelecida pela Construtora, com base em seu próprio planejamento executivo, podendo esta idade variar até mesmo em uma mesma obra.

√ Em casos de exposição do concreto a agentes químicos agressivos, a relação A/C máxima será limitada. Os valores a serem adotados dependerão dos tipos e intensidades dos agentes agressivos presentes.

A dimensão máxima característica do agregado e a consistência do concreto deverão ser estudadas na obra em função das dimensões das peças, espaçamento e densidade das armaduras, condições de lançamento e adensamento do concreto.

Se a estrutura for solicitada em idades superiores à 90 dias a idade de referência poderá ser aumentada.

**TABELA 4.1**  
**CLASSES DE CONCRETO**

CLASSE	DENOMINAÇÕES	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA	
		$f_{ck}$ (MPa)	IDADE DIAS
A	Concreto massa (núcleo); concreto de enchimento - CCR - concreto de regularização	6 a 9	90
B	Paramentos de estruturas de concreto massa; impermeabilização da fundação	12 a 18	90
C	Concreto estrutural com baixa densidade de armação	15 a 18	90
D	Concreto estrutural com baixa densidade de armação	15 a 18	28
E	Concreto Estrutural	18 a 25	28
F <sup>(1)</sup>	Concreto estrutural; estruturas hidráulicas sujeitas a velocidades entre 4m/s e 12m/s (para estruturas a céu aberto) ou 7m/s (para estruturas afogadas); estruturas sujeitas a abrasão e/ou solicitações hidrodinâmicas aleatórias.	28 a 30	28
G	Concreto Estrutural	25	28
H	Concreto Estrutural	28	28
P	Concreto Protendido	28 a 32	28
K	Concreto Projetado	21	28

<sup>(1)</sup> Quando usado na soleira do vertedouro, deverá ter relação água/cimento equivalente máxima igual a 0,45. A espessura desta camada não deverá ultrapassar 0,30m.

### 4.2.3 Propriedades do Concreto

As principais propriedades do concreto necessárias ao desenvolvimento do projeto e à implantação de uma usina hidrelétrica, estão relacionadas no item 4.2.1, devendo ser determinadas após a realização dos estudos de dosagens para a obra.

Os valores das propriedades dos concretos poderão também ser obtidos em normas ou determinados conforme a seguir indicado.

Resistência característica à tração:

$$f_{tx} = 0,06 f_{ck} \text{ para } f_{ck} < 19 \text{ MPa}$$
$$f_{tk} = 0,72 + 0,06 f_{ck} \text{ para } f_{ck} > 18 \text{ MPa}$$

Coesão:  $c = 0,20 f_{ck}$

#### 4.2.3.1 Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson

√ Expressões de Uso Corrente

Existe um grande interesse de ordem prática em correlacionar módulo de elasticidade, resistência mecânica à compressão e dimensão máxima do agregado. Este interesse se deve ao fato da impossibilidade, em diversas circunstâncias, da determinação experimental do módulo de elasticidade.

a) O CEB utiliza a seguinte expressão (para corpos de prova cilíndricos)

$$E_c = 10000.(f_{cm})^{1/3}$$

onde:

$E_c$  = módulo de elasticidade tangente do concreto aos 28 dias (MPa);

$f_{cm}$  = resistência média à compressão aos 28 dias (MPa).

b) O ACI recomenda as seguintes expressões:

$$E_c = 4,73.(f_{cm})^{1/2} \text{ - para concretos normais}$$
$$E_c = 43.\gamma^{1,5}.(f_{cm})^{1/2}.10^{-6} \text{ - para concretos com } \gamma \text{ diferente de } 2300 \text{ kg/m}^3$$



onde:

- $E_c$  = módulo de elasticidade tangente do concreto aos 28 dias (GPa)  
 $f_c$  = resistência à compressão (MPa) aos 28 dias (para corpos de prova cilíndricos)  
 $\gamma$  = massa específica ( $\text{kg/m}^3$ )

c) Para diferentes dimensões máximas de agregados do tipo litológico gnaisse, L'Hermite apresenta a seguinte expressão:

$$E_{c_s} = 11.000 \cdot ((f_{c_j})^{1/3} - 0,7 + 0,56 \cdot \log(D))$$

onde:

- $E_{c_s}$  = módulo de elasticidade secante do concreto (MPa);  
 $f_{c_j}$  = resistência média do concreto à compressão, prevista para idade j dias (MPa);  
D = dimensão máxima característica do agregado (mm).

d) Conforme a NBR 6118 (Rev. 2001), o módulo de elasticidade ou módulo de deformação inicial, deve ser obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522. Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão:

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$$

onde:

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em mega-pascal.

e) O módulo de elasticidade poderá ser calculado também pela expressão  $E_c = 0,9 \times 6600$  com o  $f_{ck}$  em MPa, quando não houver ensaios executados.

Os dados obtidos pelo Laboratório de Concreto do Centro Tecnológico de Engenharia Civil do Departamento de Apoio e Controle Técnico situado em Aparecida de Goiânia para as diversas obras, são apresentados a seguir para serem adotados, quando se não os dispuser.

Na Tabela 4.2 estão apresentadas as equações de ajuste do módulo de elasticidade secante em função da resistência à compressão, utilizando extensômetros elétricos embutidos, juntamente com seus coeficientes de correlação (r). Tais ensaios levam em consideração o tipo litológico, a dimensão máxima do agregado, o consumo de aglomerante e a idade do concreto.

**TABELA 4.2.**  
**EQUAÇÕES DE AJUSTE**

TIPO LITOLÓGICO	EQUAÇÃO DE AJUSTE: $E = A \cdot e^{(-B/f_c)}$											
	Dmáx 19 mm			Dmáx 38 mm			Dmáx 76 mm			Dmáx 152 mm		
	A	B	r	A	B	r	A	B	r	A	B	r
Gnaisse	21,69	6,84	0,704	23,19	5,32	0,743	22,04	3,26	0,914	23,01	3,09	0,990
Basalto	40,10	7,87	0,663	48,12	10,48	0,800	31,42	6,64	0,880	34,00	6,82	0,780
Metagrauvaca	44,84	7,08	0,830	46,55	7,52	0,830	43,68	4,36	0,860	46,66	4,22	0,780
Quartzito	29,43	8,76	0,950	24,23	4,89	0,970	24,00	4,90	0,980	22,92	4,56	0,960
Granito	28,56	14,20	0,950	23,40	4,97	0,960	14,70	1,22	0,940	28,40	7,30	0,960

A Tabela 4.3 mostra os valores do módulo de elasticidade tangente obtidos a partir das funções apresentadas na Tabela 4.2, considerando as resistências à compressão do concreto de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa, comparados com os valores estimados através das expressões propostas pelo CEB, ACI e NBR 6118/80 (Rev.2001)

A Tabela 4.4, apresenta os valores do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente utilizando extensômetros mecânicos e elétricos para as respectivas resistências à compressão. Estes resultados são comparados com os valores estimados através das expressões propostas pelo CEB, ACI e NBR 6118/80 (Rev. 2001) utilizando as mesmas resistências.

Como se observa na Tabela 4.3, a influência do tipo litológico do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto é significativa. Além disso, a influência da dimensão máxima característica do agregado é bastante pronunciada em alguns casos, dependendo também das características da rocha.

Quanto aos valores estimados a partir das expressões do CEB, ACI e NBR 6118/80 (Rev. 2001), estes são variáveis entre si, e apresentam em relação aos resultados de ensaios certa aproximação, dependendo do tipo de agregado.

**TABELA 4.3**  
**VALORES COMPARATIVOS**

TIPO LITOLÓGICO	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE (GPa) DMÁX (MM)				CEB	ACI	EC = $0,9 \times f_{ck} / \sqrt{3,5}$ MPa	NBR 6118 (REV.2001)
		19	38	76	152				
Gnaisse	20	16,9	19,6	20,6	21,7	27,1	21,1	28,8	25,0
	30	19,0	21,3	21,8	22,9	31,1	25,9	34,4	30,7
	40	20,1	22,3	22,3	23,4	34,2	29,9	39,2	35,4
Basalto	20	29,8	31,4	24,8	26,6	27,1	21,1	28,8	25,0
	30	33,9	37,3	27,7	29,8	31,1	25,9	34,4	30,7
	40	36,2	40,7	29,3	31,6	34,2	29,9	39,2	35,4
Metagrauvaca	20	34,7	35,2	38,6	41,6	27,1	21,1	28,8	25,0
	30	38,9	39,8	41,6	44,6	31,1	25,9	34,4	30,7
	40	41,4	42,5	43,1	46,2	34,2	29,9	39,2	35,4
Quartzito	20	20,9	20,9	20,7	20,0	27,1	21,1	28,8	25,0
	30	24,2	22,7	22,4	21,7	31,1	25,9	34,4	30,7
	40	26,0	23,5	23,3	22,4	34,2	29,9	39,2	35,4
Granito	20	15,4	20,1	16,2	21,7	27,1	21,1	28,8	25,0
	30	19,6	21,8	15,5	24,5	31,1	25,9	34,4	30,7
	40	22,0	22,8	15,7	26,1	34,2	29,9	39,2	35,4

Nota: Os valores apresentados para os Dmáx de 19 a 152 mm foram corrigidos a partir de ensaios de módulo de elasticidade secante (majorados de 10%).

**TABELA 4.4**  
**MÓDULO DE ELASTICIDADE**

TIPO LITOLÓGICO	DMÁX (MM)	PROCEDÊNCIA (OBRA)	RESISTÊNCIA COMPRESSÃO (MPa)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa) *					
				ENSAIO		CEB	ACI	EC = $0,9 \times f_{ck} / \sqrt{3,5}$ MPa	NBR 6118 (REV.2001)
				EXT. MEC	EXT. ELÉT				
Quartzito	25	UHE Cana Brava	49,5	44,3	40,6	36,7	33,3	43,2	39,4
Micaxisto	50		35,8	44,2	40,9	33,0	28,3	37,2	33,5
Gabro	25		20,7	35,8	42,1	27,5	21,5	29,2	25,5
			35,6	41,8	41,1	32,9	28,2	37,1	33,4
Granito	50	UHE Lajeado	27,3	33,1	25,5	30,1	24,7	33,0	29,3
	76		15,8	26,5	30,1	25,1	18,8	26,1	22,3
Basalto	100	UHE Pirajú	13,6	18,7	25,2	23,9	17,4	24,6	20,7
Latito	50		11,8	18,1	22,2	22,8	16,2	23,2	19,2
			21,6	18,2	21,7	27,8	22,0	29,8	26,0
Gnaisse	32	F. Cristiano Varella	22,3	21,8	—	28,1	22,3	30,2	26,4
Granito	19	UHE Serra da Mesa	29,8	24,0	19,3	31,0	25,8	34,3	30,6
	100		6,8	12,8	10,0	18,9	12,3	19,1	14,6
Cloritaxisto	100	UHE Corumbá I	12,2	18,1	17,8	23,0	16,5	23,5	19,6

Há que se considerar que os valores obtidos a partir de ensaios referem-se ao módulo secante, enquanto que as expressões propostas pelo CEB, ACI e NBR 6118/80 (Rev. 2001) referem-se ao módulo tangente.

O módulo tangente inicial (na origem) é superior ao módulo secante, podendo ser adotado um percentual de 10%. Este módulo pode ser obtido indiretamente: a secante à curva tensão-deformação no descarregamento é frequentemente paralela à tangente à curva tensão-deformação no carregamento.

O coeficiente de Poisson é admitido como 0,20.

#### 4.2.3.2 Ações de Longa Duração

Para ações de longa duração há que se levar em consideração o efeito de fluência do concreto.

O módulo de elasticidade com carga mantida (sustained modulus of elasticity), deverá ser calculado em função dos coeficientes de fluência do concreto, utilizando a expressão do U.S. Bureau of Reclamation.

$$\epsilon = \frac{1}{E} + f(k)\lambda n(t+1)$$

A Tabela 4.5, mostra os valores obtidos pelo Laboratório de Concreto de Furnas do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, localizado em Aparecida de Goiânia, com ensaios realizados para diversas UHEs.

Nesta Tabela estão inseridos também os valores de módulo de elasticidade, para diversas idades, obtidos em ensaios com os materiais das usinas referidas.

As deformações provenientes de carregamentos de longa duração deverão levar em conta o efeito da fluência do concreto.

TABELA 4.5  
FLUÊNCIA E MÓDULO DE ELASTICIDADE

GRUPO I - ROCHAS METAMÓRFICAS

AGREGADOS			FLUÊNCIA ESPECÍFICA - F(k) (1E-05/MPa)						MÓDULO DE ELASTICIDADE - E (GPa)								
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	IDADE - DIA						IDADE - DIA								
			2	3	5	7	28	90	365	2	3	7	28	90	180	365	
Gnaisse	19	Angra dos Reis Anta Sapucaia Simplicio Cana Brava	15,7	-	9,1	6,1	-	-	-	8,3	9,9	14,3	17,2	19,0	20,3	21,9	
	27		-	12,3	-	11,0	6,9	-	6,1	5,0	-	13,9	15,9	20,5	24,4	26,2	28,0
	38		15,1	14,2	10,9	12,1	6,8	-	-	10,5	-	16,9	19,0	21,4	22,8	25,0	
	76		13,0	-	7,7	-	6,7	-	-	9,0	-	13,1	16,0	17,8	20,9	19,1	
	152		4,5	-	4,5	-	4,5	-	-	6,4	-	11,3	15,3	19,8	21,9	23,5	
<b>Gnaisse</b>	<b>Média</b>	<b>12,1</b>	<b>13,3</b>	<b>8,1</b>	<b>9,7</b>	<b>6,2</b>	<b>6,1</b>	<b>5,0</b>	<b>8,6</b>	<b>11,9</b>	<b>14,3</b>	<b>17,6</b>	<b>20,5</b>	<b>22,4</b>	<b>23,5</b>		
Quartzito	19	Corumbá	17,4	24,0	-	18,1	18,9	-	-	12,3	15,5	14,3	18,1	21,1	23,2	24,0	
	38		18,8	-	18,3	-	6,6	-	-	11,3	-	13,9	17,2	19,9	20,9	21,7	
	76		7,1	-	4,8	8,4	4,8	4,5	-	-	8,9	12,5	16,6	17,0	21,2	21,0	
	100		-	24,0	-	7,8	6,4	-	-	-	15,1	20,6	23,5	23,1	24,0		
	152		5,7	-	5,5	-	3,8	-	-	4,5	-	8,1	10,6	14,1	14,9	15,7	
<b>Quartzito</b>	<b>Média</b>	<b>12,3</b>	<b>24,0</b>	<b>9,5</b>	<b>11,4</b>	<b>8,1</b>	<b>4,5</b>	<b>-</b>	<b>9,4</b>	<b>12,2</b>	<b>12,8</b>	<b>16,6</b>	<b>19,1</b>	<b>20,7</b>	<b>21,3</b>		
Xisto	38	Cana Brava	-	15,9	-	13,7	9,9	7,7	3,5	2,6	4,0	5,5	9,8	11,7	13,1	14,5	
	100		-	18,8	-	10,5	8,1	5,9	3,4	-	4,3	4,5	7,6	10,9	11,2	14,4	
<b>Xisto</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>17,4</b>	<b>-</b>	<b>12,1</b>	<b>9,0</b>	<b>6,8</b>	<b>3,5</b>	<b>2,6</b>	<b>4,2</b>	<b>5,0</b>	<b>8,7</b>	<b>11,3</b>	<b>12,2</b>	<b>14,5</b>		
Cloritaxisto	100	Corumbá	-	6,0	-	5,3	5,1	4,6	-	-	-	14,6	17,8	20,3	20,7	23,0	
<b>Cloritaxisto</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>6,0</b>	<b>-</b>	<b>5,3</b>	<b>5,1</b>	<b>4,6</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>14,6</b>	<b>17,8</b>	<b>20,3</b>	<b>20,7</b>	<b>23,0</b>		
Quartzo-Nicaxisto	25	Cana Brava	-	9,1	-	6,1	3,4	-	-	-	28,2	33,8	40,9	44,6	-	-	
	50		-	8,2	-	6,1	4,1	-	-	-	25,7	32,9	40,6	43	-	-	
<b>Quartzo-Micaxisto</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>8,7</b>	<b>-</b>	<b>6,1</b>	<b>3,8</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>27,0</b>	<b>33,4</b>	<b>40,8</b>	<b>43,8</b>	<b>-</b>	<b>-</b>		

GRUPO II - ROCHAS SEDIMENTARES

AGREGADOS			FLUÊNCIA ESPECÍFICA - F(k) (1E-05/MPa)						MÓDULO DE ELASTICIDADE - E (GPa)							
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	IDADE - DIA						IDADE - DIA							
			2	3	5	7	28	90	365	2	3	7	28	90	180	365
Metagrauvaca	38	Tucuruí	-	6,4	-	6,7	6,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	76		-	-	-	8,5	8,0	5,6	3,3	-	-	-	-	-	-	-
	152 i		-	9,0	-	8,3	7,2	4,1	4,8	-	-	28,1	34,8	38,5	38,2	42,3
	152 p		-	12,1	-	11,1	9,6	5,5	5,8	-	-	26,7	32,3	38,3	38,6	38,6
	152		-	7,7	-	2,4	2,5	-	-	-	34,4	38,1	42,0	48,3	-	-
<b>Metagrauvaca</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>8,8</b>	<b>-</b>	<b>7,4</b>	<b>6,8</b>	<b>5,1</b>	<b>4,6</b>	<b>-</b>	<b>34,4</b>	<b>31,0</b>	<b>36,4</b>	<b>41,7</b>	<b>38,4</b>	<b>40,5</b>	
Calcário	19	Brasília	-	7,7	-	2,4	2,5	-	-	-	34,4	38,1	42,0	48,3	-	-
<b>Calcário</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>7,7</b>	<b>-</b>	<b>2,4</b>	<b>2,5</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>34,4</b>	<b>38,1</b>	<b>42,0</b>	<b>48,3</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	

GRUPO III - ROCHAS MAGMÁTICAS

AGREGADOS			FLUÊNCIA ESPECÍFICA - F(k) (1E-05/MPa)						MÓDULO DE ELASTICIDADE - E (GPa)							
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	IDADE - DIA						IDADE - DIA							
			2	3	5	7	28	90	365	2	3	7	28	90	180	365
Basalto	19	Ilha Grande Tucuruí Itumbiara São Carlos	-	-	-	7,8	5,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	38		-	-	-	-	-	-	-	-	19,9	26,4	32,3	33,5	-	-
	76		-	-	-	17,3	13,6	5,8	-	-	-	9,5	15,7	20,8	-	-
	152		6,7	-	-	6,1	3,9	1,8	0,9	-	-	20,2	27,5	31,7	31,8	36,6
<b>Basalto</b>	<b>Média</b>	<b>6,7</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>10,4</b>	<b>7,7</b>	<b>3,8</b>	<b>0,9</b>	<b>-</b>	<b>19,9</b>	<b>18,7</b>	<b>25,2</b>	<b>28,7</b>	<b>31,8</b>	<b>36,6</b>	
Diabásio	50	AHE C. Magalhães	-	-	-	8	6,3	4,1	-	-	-	12,5	15,9	24,4	-	-
<b>Diabásio</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>8</b>	<b>6,3</b>	<b>4,1</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>12,5</b>	<b>15,9</b>	<b>24,4</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	
Basalto Latito	50	UHE Pirajú	-	-	-	44	6,7	4,3	-	-	-	14,1	18,2	20,7	21,7	-
	100		-	-	-	15,9	8,5	7,9	-	-	-	18,7	23,7	25,9	27,7	-
<b>Basalto Latito</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>30,0</b>	<b>7,6</b>	<b>6,1</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>16,4</b>	<b>21,0</b>	<b>23,3</b>	<b>24,7</b>	<b>-</b>	
Gabro	25	Cana Brava	-	17,7	-	13,3	6,4	-	-	-	-	30	42,2	44,7	46,5	48,2
	50		-	17,7	-	13,3	6,5	-	-	-	15,3	24,1	41,1	43,2	44,7	44,5
	100		6,4	-	-	5,5	3,1	-	-	20,4	-	18,5	29,4	38,8	39,4	38,3
<b>Metagrauvaca</b>	<b>Média</b>	<b>6,4</b>	<b>17,7</b>	<b>-</b>	<b>10,7</b>	<b>5,3</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>20,4</b>	<b>15,3</b>	<b>24,2</b>	<b>37,6</b>	<b>42,2</b>	<b>43,5</b>	<b>43,7</b>	
Granito	19	Serra da Mesa UHE Lajeado	17,7	17,5	18,5	11,6	9,3	-	-	8,8	11,9	16,3	20	22,6	24,9	23,7
	50		-	11,9	-	7,9	7,1	3,4	3,4	-	19,6	24,2	25,5	28,6	29,7	30,8
	76		31,8	10,8	-	7,2	6,3	3,1	2,7	-	18,8	17	22,1	24,7	35,1	36,4
	100		-	5,3	-	5	-	3,4	3,7	-	-	-	-	-	-	-
	152		-	-	-	5,5	5,4	3,9	-	-	-	12,4	16,1	18,3	19,0	19,7
<b>Granito</b>	<b>Média</b>	<b>24,8</b>	<b>11,4</b>	<b>18,5</b>	<b>7,4</b>	<b>7,0</b>	<b>3,5</b>	<b>3,3</b>	<b>8,8</b>	<b>16,8</b>	<b>17,5</b>	<b>20,9</b>	<b>23,6</b>	<b>27,2</b>	<b>27,7</b>	
Granito / Gnaisse	50	UHE Castanhão	-	-	-	-	19,5	12,1	11,6	-	-	4,3	7	8,5	10,3	-
	152	UHE Funil	-	-	-	-	-	2,6	2,7	-	15,7	21,6	25,8	29,3	31,1	34,4
<b>Granito/Gnaisse</b>	<b>Média</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>19,5</b>	<b>7,4</b>	<b>7,2</b>	<b>-</b>	<b>15,7</b>	<b>13,0</b>	<b>16,4</b>	<b>18,9</b>	<b>20,7</b>	<b>34,4</b>	

### GRUPO III - ROCHAS MAGMÁTICAS (CCR)

AGREGADOS			FLUÊNCIA ESPECÍFICA - F(k) (1E-05/MPa)							MÓDULO DE ELASTICIDADE - E (GPa)						
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	IDADE - DIA							IDADE - DIA						
			2	3	5	7	28	90	365	2	3	7	28	90	180	365
Granito	38	Serra da Mesa	10,0	-	8,7	8,3	6,7	-	-	1,5	-	13,8	17,9	20,4	21,7	24,3
<b>Granito</b>		<b>Média</b>	<b>10,0</b>	<b>-</b>	<b>8,7</b>	<b>8,3</b>	<b>6,7</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>1,5</b>	<b>-</b>	<b>13,8</b>	<b>17,9</b>	<b>20,4</b>	<b>21,7</b>	<b>24,3</b>
Gabro	38	Cana Brava	6,3	-	5,7	-	6,0	-	-	3,3	-	14,9	23,1	28,8	31,1	34,5
<b>Gabro</b>		<b>Média</b>	<b>6,3</b>	<b>-</b>	<b>5,7</b>	<b>-</b>	<b>6,0</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>3,3</b>	<b>-</b>	<b>14,9</b>	<b>23,1</b>	<b>28,8</b>	<b>31,1</b>	<b>34,5</b>

### GRUPO IV - MINERAIS E OUTROS

AGREGADOS			FLUÊNCIA ESPECÍFICA - F(k) (1E-05/MPa)							MÓDULO DE ELASTICIDADE - E (GPa)						
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	IDADE - DIA							IDADE - DIA						
			2	3	5	7	28	90	365	2	3	7	28	90	180	365
Cascalho	38	Cana Brava	6,5	-	5,3	-	3,2	-	-	6,9	-	19,2	24,8	27,5	29,0	30,7
	76	Balsas Mineiro	-	-	-	12,5	12,2	9,2	-	-	-	13,0	19,5	20,5	21,3	22,5
<b>Cascalho</b>		<b>Média</b>	<b>6,5</b>	<b>-</b>	<b>5,3</b>	<b>12,5</b>	<b>7,7</b>	<b>9,2</b>	<b>-</b>	<b>6,9</b>	<b>-</b>	<b>16,1</b>	<b>22,2</b>	<b>24,0</b>	<b>25,2</b>	<b>26,6</b>

Para as ações de longa duração, compreendendo também a fase inicial do comportamento do concreto sob tensões de origem térmica, a relação entre o módulo de elasticidade sob carregamento constante mantido (sustained modulus) e o módulo de elasticidade instantâneo, foram estabelecidas para as propriedades em pauta e apresentadas na Tabela 4.6.

Estas relações, expressas em percentagens, podem ser utilizadas para a análise do comportamento térmico nas idades de carregamento até 28 dias e tempos de carregamento até 200 dias.

Para a análise do comportamento estrutural as relações utilizadas consideram os inícios de carregamento a partir de 28 dias e tempos de carregamento até 5000 dias.

TABELA 4.6  
FLUÊNCIA E MÓDULO DE ELASTICIDADE

GRUPO I - ROCHAS METAMÓRFICAS

AGREGADOS			% (Módulo com carga mantida / Módulo instantâneo)					
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	IDADE - DIA					
			Início de Ensaio	10	100	200	1000	5000
Gnaisse	19	Angra dos Reis	2	41	26	22	---	---
			7	80	50	47	---	---
			28	---	70	66	60	55
			90	---	86	74	66	61
			2	39	24	23	---	---
	27	Anta	7	75	43	40	---	---
			28	---	57	52	45	40
			90	---	69	55	46	41
			2	42	27	25	---	---
			7	75	43	40	---	---
	38	Sapucaia	28	---	54	49	42	37
			90	---	70	54	44	39
			2	47	32	30	---	---
			7	81	52	49	---	---
			28	---	65	61	54	49
	76	Simplicio	90	---	80	66	57	51
			2	42	29	28	---	---
			7	82	51	48	---	---
			28	---	67	63	56	52
			90	---	82	69	60	55
152	Simplicio	2	39	24	22	---	---	
		7	64	33	30	---	---	
		28	---	38	34	28	24	
		90	---	54	37	29	24	
		2	43	28	26	---	---	
Quartzito	19	Corumbá	7	74	44	41	---	---
			28	---	54	50	42	37
			90	---	70	54	45	39
			2	45	31	30	---	---
			7	83	54	51	---	---
	38	Corumbá	28	---	69	65	59	54
			90	---	84	71	63	57
			2	29	15	14	---	---
			7	72	37	34	---	---
			28	---	65	60	54	49
	100	Corumbá	90	---	86	75	67	62
			2	43	29	28	---	---
			7	84	54	52	---	---
			28	---	74	70	64	60
			90	---	88	77	69	65
	152	Corumbá	2	32	17	16	---	---
			7	77	39	36	---	---
			28	---	62	57	50	46
			90	---	82	68	58	53
			2	37	22	21	---	---
Xisto	Cana Brava	7	80	47	44	---	---	
		28	---	72	67	61	57	
		90	---	88	78	70	65	
		2	45	31	30	---	---	
		7	82	52	49	---	---	
Cloritaxisto	100	Corumbá	28	---	66	61	55	50
			90	---	81	67	58	52
			2	38	23	21	---	---
Quartzo-Nicaxisto	25	Cana Brava	7	74	43	39	---	---
			28	---	58	53	46	41
			90	---	75	60	51	45
			2	39	24	23	---	---
	50	Cana Brava	7	73	42	39	---	---
			28	---	54	49	42	37
			90	---	71	55	45	40

GRUPO II - ROCHAS SEDIMENTARES

AGREGADOS			% (Módulo com carga mantida / Módulo instantâneo)					
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	Tempo de Carregamento					
			Início de Ensaio	10	100	200	1000	5000
Metagrauvaca	152i	Tucuruí	2	37	22	20	---	---
			7	71	38	35	---	---
			28	---	49	44	37	32
			90	---	66	49	40	35
	152p	Tucuruí	2	35	20	18	---	---
			7	68	34	31	---	---
			28	---	44	39	32	28
			90	---	61	44	35	30
Calcário	19	Ponte - Lago Sul	2	40	25	22	---	---
			7	79	51	48	---	---
			28	---	76	72	66	61
			90	---	91	83	76	72

**GRUPO III - ROCHAS MAGMÁTICAS**

AGREGADOS			% (Módulo com carga mantida / Módulo instantâneo)					
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	Tempo de Carregamento					
			IDADE - DIA					
			Início de Ensaio	10	100	200	1000	5000
Basalto	76	Itumbiara	2	25	11	10	---	---
			7	67	27	24	---	---
			28	---	48	42	35	31
	152		90	---	71	53	43	37
			2	37	23	22	---	---
			7	79	46	43	---	---
Diabásio	50	UHE C. Magalhães	28	---	66	61	55	50
			90	---	83	69	60	55
			2	34	19	18	---	---
			7	76	40	37	---	---
			28	---	62	56	50	45
			90	---	80	66	56	51
Basalto Latito	100	UHE Pirajú	2	39	18	16	---	---
			7	93	38	34	---	---
			28	---	60	53	44	38
Gabro	25	Cana Brava	90	---	85	63	51	44
			2	41	12	11	---	---
			7	99	25	23	---	---
	100		28	---	39	34	28	24
			90	---	57	40	31	27
			2	71	45	42	---	---
Granito	19	Serra da Mesa	7	113	66	62	---	---
			28	---	78	72	63	57
			90	---	96	77	66	59
			2	19	22	20	---	---
	50		7	37	36	32	---	---
			28	---	45	41	34	29
			90	---	62	45	36	31
			2	31	16	15	---	---
	76		7	57	29	26	---	---
			28	---	38	34	30	26
			90	---	48	38	32	29
			2	27	16	14	---	---
152	7	60	35	33	---	---		
	28	---	57	53	47	43		
	90	---	72	63	56	52		
	2	23	28	26	---	---		
7	44	51	48	---	---			
28	---	68	64	57	52			
90	---	38	30	26	23			

**GRUPO III - ROCHAS MAGMÁTICAS (CCR)**

AGREGADOS			% (Módulo com carga mantida / Módulo instantâneo)					
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	Tempo de Carregamento					
			IDADE - DIA					
			Início de Ensaio	10	100	200	1000	5000
Granito	38	Serra da Mesa	2	21	3	2	---	---
			7	68	10	7	---	---
			28	---	26	18	11	9
			90	---	55	28	15	12
Gabro	38	Cana Brava	2	25	8	7	---	---
			7	71	21	18	---	---
			28	---	41	34	27	24
			90	---	65	44	33	28

**GRUPO IV - MINERAIS E OUTROS**

AGREGADOS			% (Módulo com carga mantida / Módulo instantâneo)					
TIPO LITOLÓGICO	Dmáx. (mm)	PROCEDÊNCIA	Tempo de Carregamento					
			IDADE - DIA					
			Início de Ensaio	10	100	200	1000	5000
Cascalho	38	Cana Brava	2	34	19	18	---	---
			7	77	40	38	---	---
			28	---	61	56	49	45
			90	---	80	65	55	50
	76	Balsas Mineiro	2	34	19	18	---	---
			7	71	35	32	---	---
			28	---	48	42	35	31
			90	---	65	48	38	33



#### 4.2.3.3 Retração Por Secagem

São a seguir fornecidos os valores das deformações específicas médias do concreto por retração a serem considerados:

Ambiente seco  $E_r = 0,2 \times 10^{-6}$

Ambiente úmido  $E_r = 0,1 \times 10^{-6}$

Ambiente submerso  $E_r = 0$

#### 4.2.3.4 Propriedades Térmicas

Na Tabela 4.7, são apresentados valores médios das seguintes propriedades térmicas, distribuídas de acordo com a sua composição mineralógica:

- ⇒ Difusividade
- ⇒ Calor específico
- ⇒ Coeficiente de expansão térmica
- ⇒ Condutividade

TABELA 4.7  
PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO

#### GRUPO I - ROCHAS METAMÓRFICAS

Tipo Litológico do Agregado	Procedência do Agregado	Difusividade (m <sup>2</sup> /dia)			Calor Específico (J/kg.K)						Coeficiente de Expansão Térmica (E-6/°C)	Condutividade (W/(m.K))	
					Condições: Temperatura (°C)			Condições: sss Temperatura (°C)					
		20	40	60	20	40	60	20	40	60			
Antibólio/Gnaisse	Itumbiara	0,1140	0,1120	0,1100	806	853	903	970	1016	1067	-	-	
Gnaisse	Itumbiara	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,99	-	
	Angra dos Reis	0,1040	0,1032	0,0998	886	916	976	1021	1056	1106		-	2,66
	Xingó												-
	Anta												-
	Cana-Brava												-
	Simplicio												-
	Sapucaia												-
	Emborcação												-
Boa Esperança	-												
Quartzito	Corumbá	0,1836	0,1840	0,1765	868	909	950	1003	1045	1083	12,45	3,77	
	Estreito	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Xisto	Cana-Brava	0,1597	0,1564	0,1506	928	980	1028	1041	1093	1136	11,01	3,62	
Quartzo Micaxisto	Cana-Brava	0,1141	0,1127	0,1110	900	942	996	950	992	1042	12,32	-	

**GRUPO II - ROCHAS SEDIMENTARES**

Tipo Litológico do Agregado	Procedência do Agregado	Difusividade (m <sup>2</sup> /dia)			Calor Específico (J/kg.K)						Coeficiente de Expansão Térmica (E-6/°C)	Condutividade (W/(m.K))
					Condições:			Condições: sss				
					Temperatura (°C)			Temperatura (°C)				
20	40	60	20	40	60	20	40	60				
Metagrauvaca	Tucuruí	0,1189	0,1191	0,1161	896	935	980	995	1034	1080	10,64	2,95
Calcário	Palmeiras de Goiás	0,1001	0,1060	0,0961	959	996	1101	1064	1103	1171	-	2,55
	São Domingos										-	-
	Sub. Itaberá										-	-
	Lago Sul - Brasília										11,67	-
Siltito	Formoso	0,0969	0,1030	0,1021	855	893	968	1040	1075	1145	13,21	-
	Três Marias										-	-

**GRUPO III - ROCHAS MAGMÁTICAS**

Tipo Litológico do Agregado	Procedência do Agregado	Difusividade (m <sup>2</sup> /dia)			Calor Específico (J/kg.K)						Coeficiente de Expansão Térmica (E-6/°C)	Condutividade (W/(m.K))
					Condições:			Condições: sss				
					Temperatura (°C)			Temperatura (°C)				
20	40	60	20	40	60	20	40	60				
Basalto	Cachoeira Dourada	0,0812	0,0793	0,0768	860	907	958	1020	1065	1113	9,51	2,40
	Ilha Grande											
	Itaipu											
	Tucuruí											
	J.Lacerda IV											
	Miranda											
Itumbiara	-											
Diorito	Playas	0,0850	0,0870	0,0880	830	851	880	1025	1044	1073	9,97	-
Granito	Serra da Mesa	0,0920	0,0901	0,0910	841	906	973	986	1038	1116	9,76	2,94
	Lajeado	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Granito-Gnaiss	Funil	0,1319	0,1325	0,1326	743	827	899	869	941	1008	10,72	2,63
Gabro	Cana-Brava	0,1093	0,1064	0,1035	885	916	977	1001	1031	1089	10,18	2,97
Granodiorito	Cachoeira Porteira	0,1107	0,1140	0,1036	832	861	969	960	1008	1092	10,19	2,96
	Jacuí I											-
Fonolito	O.Utsumi	0,0800	0,0780	0,0780	832	865	958	1025	1079	1142	-	-
Hematita	Angra dos Reis	0,1550	0,1440	0,1430	815	865	920	945	995	1050	9,10	-
Granulito	Miel 1 - Colômbia	0,1107	0,1075	0,1053	879	896	894	970	987	984	7,49	2,79

**GRUPO IV - MINERAIS E OUTROS**

Tipo Litológico do Agregado	Procedência do Agregado	Difusividade (m <sup>2</sup> /dia)			Calor Específico (J/kg.K)						Coeficiente de Expansão Térmica (E-6/°C)	Condutividade (W/(m.K))
					Condições:			Condições: sss				
					Temperatura (°C)			Temperatura (°C)				
20	40	60	20	40	60	20	40	60				
Cascalho	Balsas Mineiro	0,1618	0,1619	0,1638	825	889	948	1157	1216	1266	10,21	-
	Ilha Grande											-
	Iraque											-
	Cana-Brava											-
	Itaparica											-
	Serra da Mesa											-
Material Cerâmico	Itumbiara	0,0599	0,0601	0,0597	805	857	902	1274	1320	1357	11,15	2,13

## 4.3 CIMENTO PORTLAND

O tipo de cimento a ser empregado deverá ser definido levando-se em conta os seguintes aspectos, entre outros:

- ⇒ Características dos agregados a serem empregados, levando em consideração a reatividade potencial com os álcalis do cimento;
- ⇒ Análise do comportamento térmico das estruturas de concreto da obra;
- ⇒ Eventual exposição das estruturas a agentes químicos agressivos:

O cimento a ser empregado deverá ser definido após estudos de qualificação e caracterização. Poderão ser utilizados os tipos de cimento relacionados a seguir, os quais deverão satisfazer à exigências das Normas correspondentes:

- ⇒ Cimento Portland Comum (CP I-32) - NBR 5732/91
- ⇒ Cimento Portland Composto (CPII-32) - NBR 11578/91
- ⇒ Cimento Portland Alto Forno (CP III-32) - NBR 5735/91
- ⇒ Cimento Portland Pozolânico (CP IV-32) - NBR 5736/91

Os requisitos físicos e químicos para esses tipos de cimento estão apresentados nas tabelas 4.8 a 4.11, onde estão apresentados também os métodos de ensaios e os limites preconizados pelas Normas correspondentes. Exigências adicionais poderão ser estabelecidas em casos específicos, com base em aspectos térmicos ou nos tipos de exposição das estruturas, possibilidade de reação álcali-agregado entre outros fatores.

Outros tipos de cimento portland poderão ser empregados após estudos prévios de qualificação e caracterização.

Para os fabricantes em condições de fornecer este material para a obra, deverá ser feito um levantamento das características técnicas atuais do produto, tendo em vista verificar o seu atendimento aos requisitos especificados e avaliar a garantia que os fabricantes oferecem quanto à uniformidade daquelas características.

**TABELA 4.8**  
**ENSAIOS COM CIMENTO CP I-32**

PROPRIEDADES DETERMINADAS	NORMAS DE ENSAIO	LIMITE NBR 5732/91
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	NBRM 23/98	---
Finura		
Resíduo na peneira 200 (%)	NBR 11579/91	≤ 12,0
Resíduo na peneira 325 (%)	NBR 12826/93	---
Área específica (cm <sup>2</sup> /g)	NBRNM 76/98	≥ 2600
Tempos de Pega		
Início de Pega (h:min)	NBR 11581/91	≥ 01:00
Fim de Pega (h:min)	NBR 11581/91	≤ 10:00
Água de Consistência – Pasta (%)	NBR 11580/91	---
Expansão em Autoclave (%)		
Expansibilidade a quente	NBR 12826/93	≤ 5,0
Expansibilidade a frio	NBR 12826/93	≤ 5,0
Resistência à Compressão (MPa)		
3 dias	NBR 7215/91	≥ 10,0
7 dias	NBR 7215/91	≥ 20,0
28 dias	NBR 7215/91	≥ 32,0 e ≤ 49,0
Calor de Hidratação (J/g)		
3 dias	NBR 12006/90 ou 8809/85	---
7 dias	NBR 12006/90 ou 8809/85	---
28 dias	NBR 12006/90 ou 8809/85	---
Componentes Químicos (%)		
perda ao fogo	NBR 5743/89	≤ 1,0
Resíduo insolúvel	NBR 5744/89	≤ 1,0
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	NBR 5745/89	≤ 4,0
Óxido de magnésio (MgO)	NBR 9203/85 **	≤ 6,5
Dióxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de cálcio (CaO)	NBR 9203/85 **	---
Óxido de cálcio livre (CaO)	NBR 7227/92	---
Anidrido Carbônico (CO <sub>2</sub> )	NBR 11583/90	≤ 1,0
Álcalis totais		
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	NBR 5747/89	---
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	NBR 5747/89	---
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	NBR 5747/89	---
Álcalis Solúveis em Água		
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	---
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	---
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	ASTM C 114/97	---
Sulfato de Cálcio (CaO <sub>4</sub> ) (%)		---

\*\* Complexiometria

**TABELA 4.9**  
**ENSAIOS COM CIMENTO CP II-32**

PROPRIEDADES DETERMINADAS	NORMAS DE ENSAIO	LIMITES NBR 11578/91		
		CP II-E	CP II-F	CP II-Z
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	NBR NM 23/98	—	—	—
Finura				
Resíduo na peneira 200 (%)	NBR 11579/91	≤ 12,0	≤ 12,0	≤ 12,0
Resíduo na peneira 325 (%)	NBR 12826/93	—	—	—
Área específica (cm <sup>2</sup> /g)	NBR NM 76/98	<sup>3</sup> 260	<sup>3</sup> 260	<sup>3</sup> 260
Tempos de Pega				
Início de Pega (h:min)	NBR 11581/91	<sup>3</sup> 01:00	<sup>3</sup> 01:00	<sup>3</sup> 01:00
Fim de Pega (h:min)	NBR 11581/91	≤ 10:00	≤ 10:00	≤ 10:00
Água de Consistência – Pasta (%)	NBR 11580/91	—	—	—
Expansão em Autoclave (%)				
Expansibilidade a quente	NBR 11582/96	≤ 5,0	≤ 5,0	≤ 5,0
Expansibilidade a frio	NBR 11582/96	—	—	—
Resistência à Compressão (MPa)				
3 dias	NBR 7215/96	<sup>3</sup> 10,0	<sup>3</sup> 10,0	<sup>3</sup> 10,0
7 dias	NBR 7215/96	<sup>3</sup> 20,0	<sup>3</sup> 20,0	<sup>3</sup> 20,0
28 dias	NBR 7215/96	<sup>3</sup> 32,0	<sup>3</sup> 32,0	<sup>3</sup> 32,0
Calor de Hidratação (J/g)				
3 dias	NBR 12006/90 ou NBR 8809/85 *	—	—	—
7 dias	NBR 12006/90 ou NBR 8809/85 *	—	—	—
28 dias	NBR 12006/90 ou NBR 8809/85 *	—	—	—
Componentes Químicos (%)				
Perda ao fogo	NBR 5743/89	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 6,5
Resíduo insolúvel	NBR 5744/89	≤ 2,5	≤ 2,5	≤ 2,5
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	NBR 5745/89	≤ 4,0	≤ 4,0	≤ 4,0
Óxido de magnésio (MgO)	NBR 9203/85	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 6,5
Dióxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	NBR 9203/85	—	—	—
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85	—	—	—
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85	—	—	—
Óxido de cálcio (CaO)	NBR 9203/85	—	—	—
Óxido de cálcio livre (CaO)	NBR 7227/92	—	—	—
Anidrido Carbônico (CO <sub>2</sub> )	NBR 11583/90	—	—	—
Álcalis totais				
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	5747/89	—	—	—
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	5747/89	—	—	—
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	5747/89	—	—	—
Álcalis Solúveis em Água				
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	—	—	—
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	—	—	—
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	ASTM C 114/97	—	—	—
Sulfato de Cálcio (CaO <sub>4</sub> ) (%)		—	—	—
Teor de Adição (%)		6-34	6-10	6-14

\* Exceção CP II Z

\*\* Compleximetria

**TABELA 4.10**  
**ENSAIOS COM CIMENTO CP III-32**

PROPRIEDADES DETERMINADAS	NORMAS DE ENSAIO	LIMITE NBR 5735/91
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	NBR NM 23/98	---
Finura		
Resíduo na peneira 200 (%)	NBR 11579/91	≤ 8,0
Resíduo na peneira 325 (%)	NBR 12826/93	---
Área específica (cm <sup>2</sup> /g)	NBRNM 76/98	---
Tempos de Pega		
Início de pega (h:min)	NBR 11581/91	≥ 01:00
Fim de pega (h:min)	NBR 11581/91	≤ 12:00
Água de Consistência – Pasta (%)	NBR 11580/91	---
Expansão em Autoclave (%)		
Expansibilidade a quente	NBR 11582/91	≤ 5,0
Expansibilidade a frio	NBR 11582/91	---
Resistência à Compressão (MPa)		
3 dias	NBR 7215/96	≥ 10,0
7 dias	NBR 7215/96	≥ 20,0
28 dias	NBR 7215/96	≥ 32,0
Calor de Hidratação (J/g)		
3 dias	NBR 12006/90 ou NBR 8809/85	---
7 dias	NBR 12006/90 ou NBR 8809/85	---
28 dias	NBR 12006/90 ou NBR 8809/85	---
Componentes Químicos (%)		
Perda ao fogo	NBR 5743/89	≤ 4,5
Resíduo insolúvel	NBR 5744/89	≤ 1,5
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	NBR 5745/89	≤ 4,0
Óxido de magnésio (MgO)	NBR 9203/85 **	---
Dióxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Enxofre na forma de sulfeto	NBR 9203/85 **	---
Óxido de cálcio (CaO)	NBR 9203/85 **	---
Óxido de cálcio livre (CaO)	NBR 7227/92	---
Anidrido carbônico (CO <sub>2</sub> )	NBR 11583/90	---
Alcalis totais		
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	NBR 5747/89	---
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	NBR 5747/89	---
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	NBR 5747/89	---
Alcalis solúveis em água		
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	---
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	---
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	ASTM C 114/97	---
Sulfato de Cálcio (CaO <sub>4</sub> ) (%)		---
Teor de Escória (%)		35-70

\*\* Compleximetria

TABELA 4.11  
ENSAIOS COM CIMENTO CP IV-32

PROPRIEDADES DETERMINADAS	NORMAS DE ENSAIO	LIMITE NBR 5736/91
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	NBR NM 23/98	---
Finura		
Resíduo na peneira 200 (%)	NBR 11579/91	≤ 8,0
Resíduo na peneira 325 (%)	NBR 12826/93	---
Área específica (cm <sup>2</sup> /g)	NM 76/98	---
Tempos de Pega		
Início de pega (h:min)	NBR 11581/91	≥ 01:00
Fim de pega (h:min)	NBR 11581/91	≤ 12:00
Água de Consistência – Pasta (%)	NBR 11580/91	---
Expansão em Autoclave (%)	NBR 11582/91	---
Resistência à Compressão (MPa)		
3 dias	NBR 7215/96	≥ 10,0
7 dias	NBR 7215/96	≥ 20,0
28 dias	NBR 7215/96	≥ 32,0 e ≤ 49,0
Calor de Hidratação (J/g)		
3 dias	NBR 12006/90	---
7 dias	NBR 12006/90	---
28 dias	NBR 12006/90	---
Componentes Químicos (%)		
Pozolanicidade (Fratini)	NBR 5753/92	---
Atividade pozolânica do mat. adicionado	NBR 5752/92	---
Perda ao fogo	NBR 8347/92	≤ 4,5
Resíduo insolúvel	NBR 8347/92	---
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	NBR 5745/89	≤ 4,0
Óxido de magnésio (MgO)	NBR 9203/85 **	≤ 6,5
Dióxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	NBR 9203/85 **	---
Óxido de cálcio (CaO)	NBR 9203/85 **	---
Óxido de cálcio livre (CaO)	NBR 7227/92	---
Anidrido carbônico (CO <sub>2</sub> )	NBR 11583/90	---
Álcalis totais		
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	NBR 5747/89	---
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	NBR 5747/89	---
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	NBR 5747/89	---
Álcalis solúveis em água		
óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	---
óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	ASTM C 114/97	---
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O	ASTM C 114/97	---
Sulfato de Cálcio (CaO <sub>4</sub> ) (%)		
Teor de Material Pozolânico		15-50

\*\* Compleximetria

## 4.4 MATERIAIS POZOLÂNICOS

Os materiais pozolânicos poderão ser constituídos de pozolanas, cinzas volantes, cinza de casca de arroz, escória de alto-forno, sílica ativa ou metacaulim, devendo ser dada atenção especial à finura e atividade pozolânica dos materiais disponíveis. A finura adequada deve ser fixada a partir de ensaios de atividade pozolânica para finuras variáveis do material. Os índices físicos e químicos para o material pozolânico e sílica ativa estão apresentados nas tabelas 4.12 e 4.13, onde estão apresentados os métodos de ensaios e os limites preconizados.

TABELA 4.12  
ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS POZOLÂNICOS – NBR 12653/91

ENSAIOS		METODOLIGIA			
Análise Química		NBR 8347/92			
Perda ao Fogo		NBR 5743/89			
Trióxido de Enxofre		NBR 5745/89			
Álcalis Disponíveis		NBR NM 25			
Teor de Umidade		NBR 8801/92			
Massa Específica		NBR NM 23			
Finura # 325		NBR 9202/85 ou NBR 12826/93			
Retração por Secagem		NBR 12650/92			
Redução de Expansão (Vidro Pyrex)		NBR 12651/92			
Índice de Atividade Pozolânica		NBR 5752/92			

PROPRIEDADES		LIMITES Natureza do Material Pozolânico			
		N	C	E	
<b>Exigências Químicas</b>	$SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3$	(%)	≥ 70	≥ 70	≥ 70
	Teor de Umidade	(%)	≤ 3,0	≤ 3,0	≤ 3,0
	SO <sub>3</sub>	(%)	≤ 4,0	≤ 5,0	≤ 5,0
	Perda ao Fogo	(%)	≤ 10,0	≤ 6,0	≤ 6,0
	Álcalis Disponíveis	(%)	≤ 1,5	≤ 1,5	≤ 1,5
<b>Exigências Físicas</b>	Resíduo # 45 m	(%)	≤ 34	≤ 34	≤ 34
	Índice de Atividade Pozolânica com cimento – 28 dias	(%)	≥ 75	≥ 75	≥ 75
	Índice de Atividade Pozolânica com cimento – 07 dias	(MPa)	≥ 6,0	≥ 6,0	≥ 6,0
	Água Requerida	(%)	≤ 115	≤ 110	≤ 110
	Aumento na Retração por Secagem – 28 dias	(%)	≤ 0,05	≤ 0,05	≤ 0,05
	Redução de Expansão – 14 dias	(%)	≥ 75	≥ 75	≥ 75
	Expansão – 14 dias	(%)	≤ 0,02	≤ 0,02	≤ 0,02
Fator = P.F x % Resíduo # 325	(%)	—	—	—	

N – Natural	C - Calcinado	E – Especial
-------------	---------------	--------------



**TABELA 4.13**  
**ENSAIOS E ESPECIFICAÇÕES DA SÍLICA ATIVA – ASTM 1240**

ENSAIOS	METODOLIGIA	
Análise Química	ASTM C – 114/97	
Perda ao Fogo	ASTM C – 311/97 ou NBR 5743/89	
Álcalis Disponíveis	ASTM C – 311/97	
Teor de Umidade	ASTM C – 311/97	
Massa Específica	ASTM C – 1240/97 ou NBR 6474	
Finura # 325	ASTM C – 1240 ou NBR 9202 ou NBR 12826	
Retração por Secagem	ASTM C 311/97 ou NBR 12650/92	
Redução de Expansão (Vidro Pyrex)	ASTM C – 441/96 ou NBR 12651/92	
Índice de Atividade Pozolânica	ASTM C – 311/97	
Resistência à Sulfatos	ASTM C – 1012/95	

PROPRIEDADES		LIMITES (%)
<b>Exigências Químicas</b>	Dióxido de Silício – SiO <sub>2</sub>	≥ 85
	Perda ao Fogo	≤ 6,0
	Álcalis Disponíveis	≤ 1,5
	Teor de Umidade	≤ 3,0
<b>Exigências Físicas e Mecânicas</b>	Resíduo # 45 m	≤ 10
	Índice de Atividade Pozolânica com cimento – 07 dias (%)	≥ 85
	Retração por Secagem – 28 dias (%)	≤ 0,10
	Redução de Expansão – 14 dias (%)	≥ 80
	<b>Resistência à Sulfatos (Valor de Expansão)</b>	Moderada Resistência 6 meses ≤ 0,10
	Alta Resistência – 6 meses	≤ 0,05
	Elevada Resistência – 12 meses	≤ 0,05

Para os fabricantes em condições de fornecer este material para a obra será feito um levantamento das características técnicas atuais do produto, tendo em vista verificar o seu atendimento aos requisitos especificados e avaliar as garantias de cada fabricante quanto à uniformidade do produto fornecido.

#### **4.5** **AGREGADOS**

Os materiais granulares naturais provenientes de jazidas e os materiais rochosos provenientes de pedreiras e escavações destinados à produção de agregados para concreto, serão escolhidos em função dos ensaios de caracterização tecnológica e estudos prévios de dosagem de concreto realizados em amostras representativas destes materiais. Nesta escolha, também, deverão ser levados em conta os custos decorrentes do consumo de aglomerante e do comportamento térmico do concreto.

Os índices característicos médios dos agregados, obtidos nos ensaios de caracterização tecnológica deverão ser considerados como parâmetros de controle da qualidade destes materiais durante a execução da obra.

Os parâmetros mais significativos são os índices físicos (massa específica e absorção), granulometria (módulo de finura e dimensão máxima característica dos agregados), durabilidade e reatividade com os álcalis do cimento (materiais deletérios, impurezas e abrasão).

A areia artificial, obtida a partir da trituração de materiais rochosos poderá ser usada na obra compatibilizando-a com os custos e as propriedades desejadas do concreto.

As graduações estabelecidas para os cascalhos, pedra britada e areia poderão ser as apresentadas na Tabela 4.14. Outras graduações poderão ser empregadas, caso julgado conveniente. As metodologias de ensaios e limites preconizados para os ensaios com agregado miúdo e graúdo estão apresentadas nas Tabelas 4.15 e 4.16, respectivamente.

TABELA 4.14

GRADUAÇÃO	FAIXA GRANULOMÉTRICA (mm)	
	F-1	F-2
4	100 – 76	100 – 50
3	76 – 38	50 – 25
2	39 – 19	25 – 19
1	19 – 4,8	19 – 4,8
Areia	4,8 – 0,15	4,8 – 0,15

**TABELA 4.15**  
**AGREGADO MIÚDO**

PROPRIEDADE	MÉTODO DE ENSAIO	LIMITES NBR 7211/83
Composição Mineralógica	NBR 7389/92	---
Absorção (%)	NBR-9777/87	---
Granulometria (M.F.)	NBR-7217/87	---
Granulometria a Laser de Material Pulverizado	1.02.1333	***
Inchamento Médio (%) / Umidade Crítica (%)	NBR-6467/87	---
Massa Específica - (g/cm <sup>3</sup> )	NBR-9776/87	---
Sanidade ao Ataque por Sulfato de Sódio (%)	ASTM-C-88/73	<10,0 % (*)
Teor de Matéria Orgânica	NBR-7220/87	(**)
Massa Unitária no Estado Solto (kg/dm <sup>3</sup> )	NBR-7251/82	---
Teor de Argila em Torrões e Materiais Friáveis(%)	NBR-7218/87	< 1,5%
Teor de Material Pulverulento(%)	NBR-7219/87	< 5,0%
Teor de Partículas Leves	NBR 9936/87	< 0,5 % **** < 1,0%
Reatividade Potencial (%) – Método Químico	NBR-9774/87	(*)
Reatividade Potencial (%) – Mét. Acelerado	ASTM-C-1260/94	< 0,1%

(\*) Limite especificado pela norma ASTM C-33/93

(\*\*\*) Procedimento FURNAS

(\*\*) Limite especificado pela norma NBR 7211/83

(\*\*\*\*) Concreto aparente

Ensaio colorimétrico para indicação de impurezas orgânicas pelo Método NBR 7220/87, da ABNT: a cor do líquido em que a amostra está imersa no ensaio não será mais escura do que a cor padrão de referência. Caso contrário, a liberação ficará condicionada a resultados satisfatórios em ensaios complementares, incluindo o da NBR 7221/87.

**TABELA 4.16**  
**AGREGADO GRAÚDO**

PROPRIEDADE	MÉTODO DE ENSAIO	LIMITES NBR 7211/83
Composição Mineralógica	NBR 7389/92	---
Absorção (%)	NBR-9937/87	---
Granulometria (M.F.)	NBR-7217/87	---
Massa Específica - (g/cm <sup>3</sup> )	NBR-9937/87	---
Sanidade ao Ataque por sulfato de sódio (%)	ASTM-C-88/73	< 12% (*)
Massa Unitária no Estado Solto (kg/dm <sup>3</sup> )	NBR-7251/82	---
Teor de Argila em Torrões e Materiais Friáveis(%)	NBR-7218/87	< 3,0%
Teor de Material Pulverulento(%)	NBR-7219/87	< 1,0%
Teor de Partículas Leves	NBR 9936/87	< 0,5 % ** < 1,0%
Abrasão Los Angeles(%)	NBR-6465/84	< 50%
Ciclagem Acelerada Água/Estufa (%)	NBR-12696/92	---
Ciclagem Acelerada Etileno Glicol (%)	NBR-12697/92	---
Ciclagem Natural (%)	NBR-12695/92	---
Reatividade Potencial (%) – Método Químico	NBR-9774/87	(*)
Reatividade Potencial (%) – Método Acelerado	ASTM-C-1260/94	< 0,10%

(\*) Limite especificado pela norma ASTM C-33/93

(\*\*) Concreto aparente

Poderão ser adotadas também, como referência, as distribuições granulométricas apresentadas nas Tabelas 4.17 e 4.18, para as graduações indicadas na Tabela 4.14.

TABELA 4.17

PENEIRAS DE MALHA QUADRADA (mm)	PORCENTAGEM EM PESO QUE PASSA PELAS PENEIRAS		
	4,8 mm a 19 mm	19 mm a 38 mm	38 mm a 100 mm
152			100
100			90 – 100
76			20 – 55
50		100	0 – 10
38		90 – 100	0 – 5
25,4	100	20 – 45	
19	90 – 100	0 – 10	
9,5	30 – 55	0 – 5	
4,8	0 – 5		

TABELA 4.18

PENEIRAS DE MALHA QUADRADA (mm)	PORCENTAGEM EM PESO QUE PASSA PELAS PENEIRAS		
	4,8 mm a 25 mm	25 mm a 50 mm	50 mm a 100 mm
152			100
100			90 – 100
76		100	20 – 55
50		95 – 100	0 – 10
38	100	66 – 86	0 – 5
25,4	95 – 100	0 – 5	
19	62 – 82		
9,5	16 – 36		
4,8	0 – 5		

A granulometria a ser fixada para as graduações deverá ser de preferência aquela correspondente ao valor médio encontrado nas jazidas ou obtida nas instalações de britagem da obra, desde que nesta condição sejam obtidos concretos trabalháveis e econômicos.

## 4.6 ADITIVOS

Os aditivos previstos para utilização na obra serão os plastificantes, incorporadores de ar e retardadores de pega. Casos particulares dos aditivos plastificantes, os aditivos superplastificantes e os aditivos polifuncionais poderão ser utilizados.

Os índices característicos dos aditivos (massa específica, teor de sólidos e pH) serão definidos pelos fabricantes e serão considerados como parâmetros de controle da sua uniformidade.

Os teores de aditivos necessários aos concretos deverão ser definidos em ensaios prévios de desempenho realizados em concretos executados com os materiais da obra e nas condições ambientes locais.

Os aditivos plastificantes, retardadores de pega, superplastificantes e incorporadores de ar deverão satisfazer às exigências da especificação NBR 11768/92. Deverão ser realizados ensaios para determinação de pH, densidade e resíduo sólido, conforme prescrito na Norma NBR 10908/86.

#### 4.7 ÁGUA

A água destinada ao amassamento e cura do concreto deverá ser previamente analisada com o objetivo de verificar se ela contém elementos nocivos à qualidade e durabilidade do concreto. A água usada nos concretos, argamassas e caldas estará livre de quantidades excessivas de silte, matéria orgânica, álcalis, sais, ácidos, óleos ou outras impurezas que possam prejudicar à qualidade do concreto, interferir com as reações de hidratação do cimento e afetar a cura ou aspecto (coloração) final do concreto, Sólidos totais em suspensão serão limitados a 500 mg/l. A água não conterá mais de 500 mg/l de cloretos e nem mais de 500 mg/l de sulfatos.

#### 4.8 RESISTÊNCIA DE DOSAGEM E DE CONTROLE

Em relação à resistência característica os concretos serão classificados como:

CONCRETO	$f_{ck}$ aos 28 dias
Alta resistência	Maior do que 50 MPa
Res. Normal	15 a 50 MPa
Baixa Resistência	Menor do que 15 MPa

A resistência característica e a resistência de controle deverão ser determinadas a partir da expressão:

$$f_{cj} = f_{ck} \times q / (1-tv)$$

onde:

- $f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão estabelecida pelo projeto para a idade de "j" dias.
- $f_{cj}$  = resistência de dosagem ou resistência de controle – resistência média à compressão, obtida em corpos de prova cilíndricos de dimensões iguais a 15 x 30 cm e com agregado de dimensão máxima característica igual ou inferior a 38 mm com carregamento rápido na idade de "j" dias.
- t = variável normal reduzida correspondente à porcentagem admitida para a ocorrência de valores abaixo da resistência característica.
- q = fator "tamanho do agregado", que relaciona resultados obtidos em corpos de prova moldados com concreto que passa na peneira de 38 mm.
- v = coeficiente de variação do concreto na idade de "j" dias.

Até que se disponha dos valores reais dos parâmetros "q" e "v", determinados através dos ensaios de controle da obra em questão, deverão ser adotados para os parâmetros constantes na expressão que determina a resistência de dosagem os valores indicados na Tabela 4.19.

**TABELA 4.19**  
**PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE DOSAGEM**

PARÂMETRO	CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	CONCRETO DE BAIXA RESISTÊNCIA <sup>(1)</sup>
t	1,65	0,84
$\phi \leq 38$ mm	1,00	1,00
q $\phi = 76$ mm	1,20	1,20
$\phi = 152$ mm	1,1	1,10
v (%)	15	20

<sup>(1)</sup> Os parâmetros desta condição também deverão ser considerados para os concretos destinados à superfícies hidráulicas sujeitas à velocidades maiores que 12 m/s. Nestes concretos entretanto deverá ser adotado para "v" o valor inicial de 15 %.

Os parâmetros "q" e "v" poderão ser modificados desde que se disponha de resultados experimentais.

Se durante a execução da obra for observada uma uniformidade nos valores das resistências, a resistência de controle aos 90 dias para os concretos de baixa resis-

tência contendo materiais pozolânicos em sua composição, poderá ser calculada conforme a expressão:

$$f_{cj} = f_{ck} \times q$$

## 4.9 TRAÇOS TEÓRICOS

Para o planejamento da exploração de jazidas de materiais granulares naturais, pedreiras e instalações de produção de agregado e de concreto e finalmente para apropriação do custo do concreto, deverá ser estabelecido um traço teórico estimativo para o concreto. Esse traço será a média ponderada dos diversos traços a serem utilizados na obra, entrando como peso os respectivos volumes desses concretos.

## 4.10 AÇOS

### 4.10.1 Aços para Concreto Armado

Os aços deverão ser definidos em projeto através da sua característica e conformação superficial.

Os aços deverão atender às exigências estabelecidas nas normas NBR-7480, NBR-7482, NBR-7483 e NBR-6118 da ABNT.

Serão empregadas, em geral, barras nervuradas com coeficiente de conformação superficial  $n_b \geq 1,5$ , aço da categoria CA 50. Para os casos de dobramentos poderão ser especificadas barras de aço CA 25, devidamente verificadas.

### 4.10.2 Aços para Concreto Protendido

Os aços de protensão deverão obedecer às disposições das especificações brasileira NBR-7482, NBR-7483 e outras normas aprovadas equivalentes.

Nos projetos deverá ser dada preferência à utilização de aços de baixa relaxação (RB), que são de fabricação corrente, ao invés de aços de relaxação normal (RN), que exigem pedido especial.

A opção do uso de fios de cordoalhas, assim como a definição das bitolas ficará a critério da Projetista, em função da força desejada para as unidades de protensão.

## 4.11 DISPOSITIVOS DE VEDAÇÃO E APARELHOS DE APOIO

### 4.11.1 Dispositivos de Vedação

Os dispositivos de vedação deverão ser de preferência à base de cloreto de polivinil (PVC) e serão instalados onde necessário. Outros materiais tais como fitas de cobre ou de aço doce não corrosíveis somente poderão ser empregados após estudos prévios de qualificação e caracterização. Os dispositivos de vedação de PVC deverão atender os limites mínimos constantes da Tabela 4.20.

TABELA 4.20  
ENSAIOS COM ELASTÔMETROS (VEDA JUNTAS DE PVC)

ENSAIO	MÉTODO	ESPECIFICAÇÃO	LIMITES MÍNIMOS
<b>INTEGRAS</b>			
Tensão de ruptura	NBR NM 06/2000	NBR NM 07/2000	12,0 MPa
Alongamento de ruptura à Tração	NBR NM 06/2000	NBR NM 07/2000	280 %
Dureza máxima	NBR NM 06/2000	NBR NM 07/2000	80 ± 5
<b>EM EMENDAS</b>			
Tensão de ruptura	NBR NM 06/2000	NBR NM 07/2000	7,0 MPa

### 4.11.2 Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio deverão ser de preferência à base de policloropreno e conforme as condições de trabalho poderão ser simples ou fretados ou então recobertos com lâminas de politetrafluoretileno (PTFE), denominados de apoios deslizantes.

A qualificação dos aparelhos de apoio deverão ser realizada através de ensaios no aparelho completo e em seus diversos componentes.

Os requisitos para o aparelho completo estão apresentados na tabela 4.21.

Os requisitos para os componentes estão apresentados nas tabelas 4.22 (elastômero), 4.23 (chapa de aço) e 4.24 (PTFE).



**TABELA 4.21**  
**REQUISITOS PARA O APARELHO DE APOIO COMPLETO**

<b>OBJETIVO</b>	<b>ENSAIO</b>	<b>REQUISITOS EXIGIDOS</b>	<b>MÉTODO DE ENSAIO <sup>(1)</sup></b>
<b>Verificação das dimensões</b>	Largura, comprimento, espessura, altura da camada elementar de elastomero, espessura do recobrimento e dimensões das chapas de aço	Conforme projeto	IPT
<b>Compressão combinada com força cortante</b>	Modulo de deformação transversal G (Mpa)	Conforme projeto	IPT
	Ligações PTFE – Aço - elastômero	Não deve descolar	IPT
	Coefficiente de atrito PTFE - Aço ou PTFE - PTFE	Conforme projeto	IPT
	Rasgamento	$tg \gamma \leq 0,9$ $0,9 < tg \gamma \leq 2,0$	Não pode ocorrer Tolerável
<b>Compressão simples</b>	Deformação do aparelho	Conforme projeto	IPT
	Rasgamento até a carga de trabalho	Não pode ocorrer	IPT
	Ruptura do aço entre 3 a 6 vezes a carga de trabalho	Não pode ocorrer	IPT

(1) Deverá ser seguido o procedimento adotado pelo IPT para ensaio de apoio completo

**TABELA 4.22**  
**REQUISITOS PARA O ELASTÔMERO**

<b>ENSAIO</b>	<b>LIMITE EXIGIDOS</b>	<b>REQUISITOS DE ENSAIO</b>	<b>MÉTODO</b>
Dureza Shore A		Conforme projeto	MB-497
Resistência à tração (Mpa)	Min	15	MB-57
Alongamento de ruptura		Conforme projeto	MB-57
Resistência ao rasgamento	Min	3	ASTM-D-264
Envelhecimento em estufa com circulação de ar (70h à 100°C)			
Variação dureza Shore A (%)		15	ASTM-D-573
Variação resistência à tração (%)		15	ASTM-D-573
Variação alongamento de ruptura (%)	Max	-40	ASTM-D-573
Porcentagem relativa à deformação permanente à compressão (22h à 100°C) (%)	Max	25	ASTM-D-395
Fendilhamento sob aumento de 7 vezes no envelhecimento em ozônio.		Não deve ocorrer	ASTM-F-1149

**TABELA 4.23**  
**REQUISITOS PARA A CHAPA DE AÇO**

<b>ENSAIO</b>	<b>REQUISITOS EXIGIDOS</b>	<b>MÉTODO DE ENSAIO</b>
Resistência à tração	Conforme projeto	MB-4
Resistência ao escoamento	Conforme projeto	MB-4
Alongamento de ruptura em 50 mm	Conforme projeto	MB-4

**TABELA 4.24**  
**REQUISITOS PARA O PTFE**

<b>ENSAIO</b>	<b>LIMITE</b>	<b>REQUISITOS EXIGIDOS</b>	<b>MÉTODO DE ENSAIO</b>
Massa específica à 20 °C		2140 a 2170	ASTM D-1457
Resistência à tração (Mpa)	Min	17,6	ASTM D-1457
Alongamento de ruptura (%)	Min	275	ASTM D-1457
Inflamabilidade		Não pode ocorrer	ASTM D-635

### **4.13** **OUTROS MATERIAIS**

No caso de outros materiais, tais como alumínio, madeira, plásticos e borracha, serão adotados para utilização no projeto, valores de propriedades de materiais baseados em especificações da ABNT, ou na falta destas, da ASTM ou similares e catálogos de fabricantes.

**5.1**  
**GENERALIDADES**

O objetivo deste capítulo é o estabelecimento de critérios para definição das principais ações de projeto atuantes nas estruturas civis de um aproveitamento hidráulico. Será determinado o conjunto de ações permanentes e acidentais, mais comuns, sobre estas estruturas.

Tais critérios são fundados nas normas brasileiras da ABNT e para assuntos não abordados pelas normas brasileiras, de acordo com o item 2.4.

**5.2**  
**CARGAS PERMANENTES**

Cargas permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante a vida útil das estruturas.

As cargas permanentes deverão ser avaliadas de acordo com as normas vigentes e em conformidade com as características próprias dos materiais utilizados.

Os pesos específicos ou densidades dos materiais, deverão estar de acordo com os resultados de ensaios de laboratório ou "In Situ" já realizados. Na falta de determinação experimental serão adotados valores com base na experiência em materiais similares.

**5.2.1 Peso Próprio**

Na Tabela 5.1, a seguir, os pesos específicos mais comuns de diversos materiais são apresentados como referência.

**TABELA 5.1**  
**PESOS ESPECÍFICOS**

<b>MATERIAL</b>	<b>PESO ESPECÍFICO (kN/m<sup>3</sup>)</b>
<b>MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO</b>	
Concreto armado convencional	25
Concreto massa - CCR e concreto simples	21 a 26 (depende do tipo de agregados)
Aço	78,5
Madeira	5 a 10
Água	10
<b>ROCHAS</b>	
Basalto denso	27 a 30
Leucobasalto	25
Basalto vesículo-amigdalóide	25 a 27
Brecha	21 a 24
Arenito	16 a 26
Siltito / Argilito	22 a 23
Granito	26 a 28
Quartzito	25 a 26
<b>SOLOS</b>	
"In situ" seco	14 a 16
"In situ" úmido	16 a 19
<b>ATERROS</b>	
Enrocamento:	
Compactado seco	18 a 21
Compactado úmido	20 a 22
Compactado saturado	22 a 24
Solos:	
Compactado seco	14 a 21
Compactado úmido	20 a 22
Compactado saturado	21 a 23
Argila:	
Compactada seca	17 a 19
Compactada úmida	19 a 21
Compactada saturada	20 a 22
Areia:	
Compactada seca	16 a 18
Compactada úmida	18 a 20
Compactada saturada	20 a 22

### 5.2.2 Cargas Diversas

Além do peso próprio das estruturas, a carga permanente é constituída pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e demais instalações permanentes.

Na falta de determinação experimental, deverão ser usados os critérios e valores estabelecidos pela NBR 6120/80.

São aquelas que podem agir sobre as estruturas em função de sua utilização e/ou construção.

## 5.3 CARGAS ACIDENTAIS

### 5.3.1 Sobrecargas

As condições de carregamento transitório de construção e/ou de montagem de equipamentos eletromecânicos deverão ser levadas em consideração nos cálculos das peças estruturais. Em nenhuma hipótese as sobrecargas (ações acidentais uniformemente distribuídas) deverão ser menores do que 5 kN/m<sup>2</sup> para pisos e 1 kN/m<sup>2</sup> para as coberturas.

A Tabela 5.2, a seguir, apresenta valores recomendáveis de sobrecarga a serem adotados no dimensionamento das estruturas.

TABELA 5.2  
SOBRECARGAS

LOCAIS (1)	CARGA (2) (kN/m <sup>2</sup> )
Depósito e Almoarifado de Peças	
Pesadas	15
Leves	7,0 a 7,5
Cobertura não sujeita a carregamento especial	1,0
Sala de comando e controle, sala de escritório, sala de visita, sanitários, escadas e corredores	5
Galerias de cabos, de acesso, salas de cabos, sala de ar condicionado e salas de ventiladores	10
Piso da turbina, galeria de equipamentos elétricos, galeria de equipamentos mecânicos, sala de baterias	15
Sala de bombas	20
Plataforma de transformadores, oficinas eletromecânicas, depósito de combustíveis	25
Piso de geradores	50
Piso da área de montagem	60

Notas:

1. Os valores apresentados referem-se a carregamentos uniformemente distribuídos, sem levar em conta as cargas concentradas dos equipamentos, cuja localização e especificações devem constar do arranjo de cada região.
2. No caso de tampas internas ou externas permanentemente carregadas devem ser adotadas cargas específicas para o respectivo piso ou plataforma. Havendo tráfego de veículos, estas áreas devem ser verificadas para o respectivo trem-tipo.

### 5.3.2 Cargas Devido à Presença de Equipamentos Eletromecânicos

Deverá ser verificada a necessidade de acrescentar sobrecargas adicionais concentradas, provenientes de equipamentos mais pesados não cobertos pela sobrecarga distribuída no item anterior. Na estimativa dessas cargas, serão consideradas as condições de instalação, montagem e manutenção.

Na área ocupada por um equipamento pesado, não haverá superposição com a carga distribuída do item anterior, devendo-se estudar qual o caso mais desfavorável.

Estes valores de sobrecargas concentradas deverão ser fornecidos pelo fabricante / montador de cada equipamento eletromecânico, conforme necessidades do projetista.

#### 5.3.2.1 Equipamentos de Içamento (Pórticos e Pontes Rolantes, Monovias, Talhas, Semi-Pórticos Rolantes, etc.)

Em pontes e pórticos rolantes, guinchos e outros equipamentos que se deslocam sobre trilhos, além da ação principal correspondente aos respectivos pesos próprios, devem ser consideradas as seguintes cargas abaixo descritas.

##### √ Carga Estática Máxima:

Para determinação da condição mais desfavorável de carregamento deverá ser combinado o peso próprio com a capacidade nominal de levantamento de carga, devendo esta última ser considerada como aplicada na posição lateral mais extrema possível para maximização da reação nas rodas. O posicionamento do guindaste ou ponte rolante sobre a estrutura deverá ser tal que produza as solicitações mais desfavoráveis.

##### √ Cargas Dinâmicas:

Cargas de impacto vertical normal, força trativa longitudinal (frenagem) e força trativa transversal (oscilações), calculadas conforme normas vigentes. As forças longitudinal e transversal deverão ser consideradas não concomitantemente.

##### √ Cargas de Ruptura:

A carga de ruptura vertical e a ação vertical máxima (operação) a serem consideradas no dimensionamento das estruturas, deverão ficar de acordo com as normas vigentes.

A definição destas cargas deverá ser realizada pelos fabricantes de cada equipamento específico.

As cargas concentradas que deverão ser consideradas para os equipamentos de içamento deverão ser apresentadas em uma tabela, conforme indicado no modelo da Tabela 5.3, abaixo:

**TABELA 5.3  
EQUIPAMENTO DE IÇAMENTO**

<b>EQUIPAMENTO</b>	<b>PESO (kN)</b>
Ponte rolante da casa de força	A definir
Pórtico rolante	A definir
tubo de sucção	
tomada d'água e vertedouro	
Máquina limpa-grades	A definir

#### 5.3.2.2 Equipamentos Hidromecânicos

A definição destas cargas deverá ser realizada pelos fabricantes de cada equipamento específico e conforme normas vigentes do País.

As cargas concentradas que deverão ser consideradas para os equipamentos hidromecânicos, deverão ser apresentadas em uma tabela, conforme indicado no modelo da Tabela 5.4, a seguir:

**TABELA 5.4  
EQUIPAMENTOS HIDROMECAÑICOS**

<b>EQUIPAMENTO</b>	<b>PESO (kN)</b>
<b>TURBINA</b>	A definir
Unidade completa	
Rotor	
Eixo	
Tampa	
Externa	
Intermediária	
Interna	
<b>GERADOR</b>	A definir
Unidade completa	
Estator	
Rotor	
Suporte do Mancal	

Continua

Continuação

<b>EQUIPAMENTO</b>	<b>PESO (kN)</b>
<b>EQUIPAMENTOS HIDROMECÂNICOS</b>	A definir
Comporta ensecadeira	
Tomada d'água	
Tubo de sucção	
Vertedouro	
Comporta	
Tomada d'água	
Adufa de desvio	
Grades da tomada d'água	
Servomotores da comporta da tomada d'água	

### 5.3.2.3 Equipamentos Auxiliares Mecânicos

A definição destas cargas deverá ser efetuada pelos projetistas, tendo em vista as características particulares de cada aproveitamento hidráulico e conforme normas vigentes no País.

As cargas concentradas a serem consideradas para os equipamentos auxiliares, deverão ser apresentadas em uma tabela, conforme indicado no modelo da Tabela 5.5, a seguir.

**TABELA 5.5**  
**EQUIPAMENTOS AUXILIARES**

<b>EQUIPAMENTO</b>	<b>PESO (kN)</b>
<b>EQUIPAMENTOS AUXILIARES</b>	A definir
Bomba	
de água de arrefecimento	
de água de resfriamento	
de drenagem	
de esvaziamento	
de incêndio	
Compressor de ar	
Estação de tratamento d'água	
Filtro auto-limpante	
Grupo gerador diesel	
Máquinas de sistema de ar condicionado (1 unid.)	

Continua



Continuação

EQUIPAMENTO	PESO (kN)
Reservatório de água potável de ar Torre de arrefecimento Ventilador	A definir

#### 5.3.2.4 Equipamentos Elétricos

A definição das cargas referentes aos equipamentos elétricos, deverá ser realizada pelo fabricante / projetista, conforme o caso e de acordo com as normas vigentes no País.

A Tabela 5.6 a seguir, apresenta modelo de cargas devido a presença de equipamentos elétricos a serem consideradas.

**TABELA 5.6  
EQUIPAMENTOS ELÉTRICOS**

EQUIPAMENTO	PESO (kN)
Transformador elevador	A definir
Transformadores para Serviços Auxiliares	A definir
Transformadores de iluminação	A definir
Quadros da Casa de Força	A definir
CCM	
Centro de cargas gerais	
Cubículo	
Quadro de distribuição	
Quadro local dos grupos diesel	
Demais equipamentos da Casa de Força	A definir
Bateria	
Carregador	
Grupo diesel-gerador	
CCM das bombas de drenagem	
Equipamentos do Vertedouro e Tomada d'Água	A definir
Quadro de distribuição	

### 5.3.3 Cargas de Construção e Ações Temporárias

São as cargas devido à operação de equipamentos de construção ou esforços de qualquer natureza que ocorram na fase de construção e, ainda, as ações transitórias que atuam na etapa de operação da usina.

Estas ações serão definidas para cada estrutura a ser analisada, considerando-se a metodologia construtiva estabelecida e os equipamentos a serem utilizados.

## 5.4 CARGAS MÓVEIS

As estruturas sujeitas ao tráfego de veículos rodoviários e/ou especiais, tais como pontes, passadiços, plataformas e outras, serão dimensionadas para a combinação mais desfavorável das ações acidentais prescritas nas normas brasileiras.

Para o caso de carregamentos provenientes dos posicionamentos de guindastes pesados, patolados ou não, na sua condição de içamento ou de transporte de partes de equipamentos principais ou de construção, deverão ser considerados os trens-tipo específicos para cada caso e em conformidade com as normas vigentes. Sendo assim, os elementos estruturais sujeitos a cargas móveis rodoviárias ou especiais deverão ser adequadamente dimensionados para a situação de uso mais desfavorável entre o trem-tipo TB 45 (NBR 7188/84) e o trem-tipo especial (caminhões fora-de-estrada, guindastes, carretas especiais, etc.).

## 5.5 VIBRAÇÃO E IMPACTO

As peças ou elementos estruturais sujeitos à vibração serão dimensionados de modo a se evitar problemas de ressonância mecânica, fadiga dos materiais e desconforto ambiental, e serão estudadas a partir de dados fornecidos pelos fabricantes de equipamentos.

De maneira a assegurar o comportamento adequado das estruturas sujeitas a vibração, deve-se afastar o máximo possível a frequência própria da estrutura da frequência de excitação, que depende das condições de operação das máquinas.

Os aparelhos de apoio das partes da cobertura da casa de força e edificações adjacentes serão dimensionados de modo que seja reduzida a transmissão de vibrações devido a operação dos equipamentos.

Exceto quando devidamente justificados, os coeficientes de impacto devem ser adotados conforme a Tabela apresentada no item 8.5.3, deste manual:

## 5.6 PRESSÕES HIDROSTÁTICAS

As pressões hidrostáticas variam linearmente com a profundidade a partir da superfície da água.

São representadas através de diagramas triangulares ou trapezoidais, de acordo com os níveis d'água especificados nas condições de carregamento. Para a análise de estabilidade global das estruturas, as cargas hidrostáticas devem ser consideradas como atuando também nas áreas de aberturas, como tomadas d'água, entradas d'água, etc., ou seja, nestas análises, as aberturas devem ser consideradas fechadas.

Em condutos forçados, as pressões hidrostáticas internas devem estar de acordo com os níveis d'água especificados nas condições de carregamento. Em curvas e transições, as forças resultantes de pressões hidrostáticas devem ser aplicadas em localizações e direções apropriadas.

## 5.7 PRESSÕES HIDRODINÂMICAS

As pressões hidrodinâmicas são decorrentes de variações de velocidade, em intensidade e direção, de correntes hídricas como em curvas, reduções etc., consideradas sob regime permanente, nas condições normal e excepcional.

### 5.7.1 Pressões Hidrodinâmicas Devidas a Esforços Hidráulicos

#### 5.7.1.1 Pressões Hidrodinâmicas Devidas ao escoamento Superficial

As cargas dinâmicas, em consequência de escoamento superficial, tais como em crista de vertedouros, bacias de dissipação, defletores, etc., deverão ser determinadas por meio de ensaios em modelo reduzido e consideradas no dimensionamento estrutural.

A redução da pressão hidrostática de montante para jusante, em consequência da transformação de energia potencial em cinética e a pressão dinâmica resultante, podem ser determinadas pelo processo da rede de fluxo com auxílio da analogia elétrica ou modelos matemáticos.

Em curvas, transições convergentes ou divergentes, seções contraídas e em outras disposições construtivas que ocasionem uma mudança na velocidade ou na direção do escoamento, devem ser considerados os efeitos de cargas hidrodinâmicas.

### 5.7.1.2 *Transientes Hidráulicos*

Cargas devidas ao fechamento ou abertura de comportas/válvulas e devidas a partida ou parada de turbinas devem ser obtidas pela análise de transientes hidráulicos, baseados em métodos atualizados com o "estado da arte" e as características do equipamento.

Para cálculos preliminares, deve-se adotar para a sobrelevação de pressão hidrostática nos condutos forçados e na caixa espiral, uma sobrepressão (mínima) de 30% da altura hidrostática máxima na entrada da caixa espiral (rejeição de carga-fechamento rápido). Para efeito de dimensionamento, a sobrepressão deve ser adotada variando linearmente desde o valor zero na comporta da Tomada d'Água até o valor máximo na caixa espiral.

Para o dimensionamento final da sobrepressão máxima deverá ser determinada a condição de rejeição de carga especificada no projeto da turbina.

### 5.7.1.3 *Empuxo Hidráulico da Turbina*

O empuxo hidráulico da turbina, em operação, atua na direção de seu eixo e é transmitido pelo mesmo aos suportes do mancal de escora.

O valor deste empuxo deverá ser fornecido pelo fabricante da turbina, para as situações de operação normal da máquina e de rejeição de carga. O efeito do empuxo hidráulico deverá ser considerado no dimensionamento dos suportes do mancal de escora e das peças sujeitas à sua ação direta, entretanto, deverá ser desprezado durante análise de estabilidade global da casa de força.

### 5.7.1.4 *Vibração e Empuxos devidos a Aberturas Parciais das Comportas*

Os suportes das comportas de vertedouro, da tomada d'água e túneis de desvio devem ser dimensionados considerando-se a vibração e empuxos produzidos pelo fluxo de água através de aberturas parciais.

## 5.7.2 **Pressões Hidrodinâmicas Devidas a Ações Sísmicas**

As forças oriundas de abalos sísmicos deverão ser consideradas no cálculo das barragens, devendo-se estudá-las e determiná-las para cada caso particular.

Quando não se puder realizar uma avaliação mais precisa dos esforços de origem sísmica, através de estudos baseados em investigações de:

- ⇒ intensidade e localização do movimento sísmico ao qual a estrutura estará sujeita;
- ⇒ existência de falhas geológicas ativas no local e estimativa da extensão das mesmas;
- ⇒ resposta da estrutura aos movimentos sísmicos; e
- ⇒ existência de registros sismológicos, fornecendo magnitude e localização de qualquer abalo sísmico ocorrido na área de implantação da estrutura, permite-se extrapolar este complexo problema dinâmico para um problema equivalente de forças estáticas,

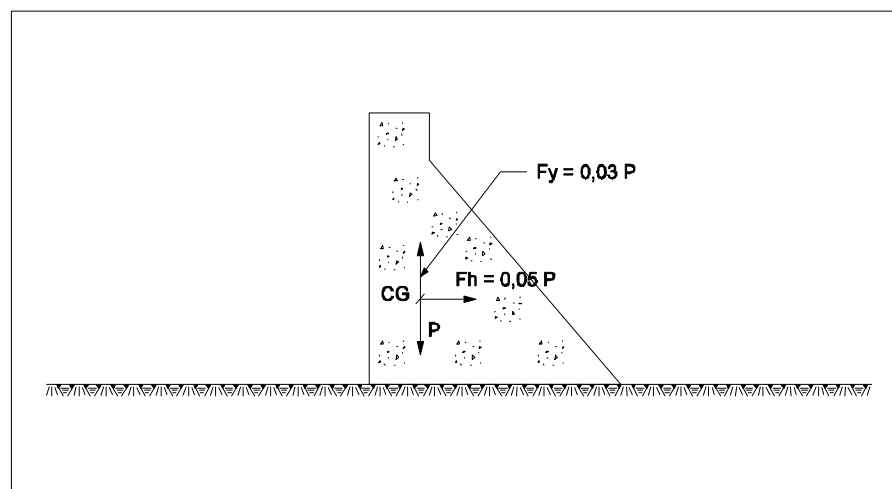
permite-se extrapolar estes complexo problema dinâmico para um problema equivalente de forças estáticas.

Conforme procedimento corrente, para realizar esta análise é necessário, inicialmente, estabelecer os esforços estáticos capazes de simular os efeitos causados pelos movimentos sísmicos.

Após a determinação destes esforços, estes deverão ser aplicados às estruturas, obtendo-se então os coeficientes de segurança à estabilidade global das mesmas.

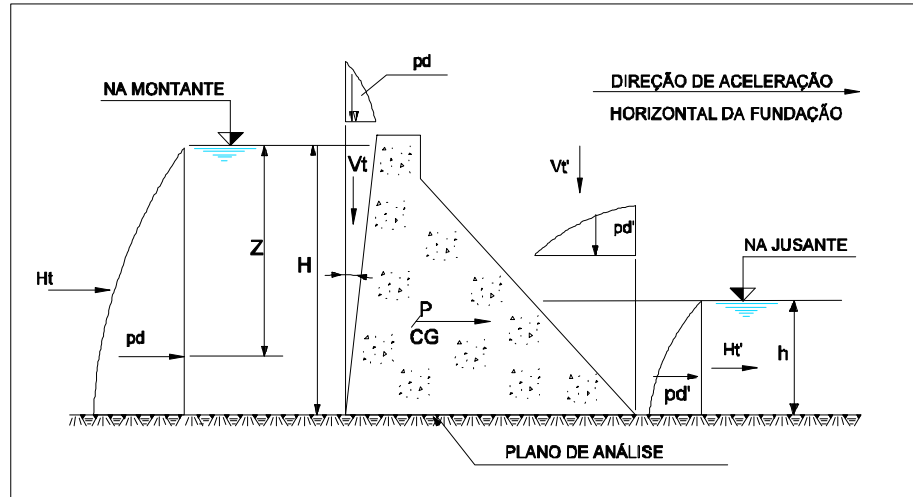
Para estruturas de concreto assente sobre fundações em rocha, deverão ser considerados nos cálculos de estabilidade, os esforços inerciais mínimos de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical, aplicados no centro de gravidade da respectiva estrutura, sendo "g" o valor da aceleração da gravidade em  $m/s^2$ .

**FIGURA 5.1**  
**FORÇAS SÍSMICAS NA**  
**BARRAGEM**



O mesmo critério deve ser aplicado à rocha de fundação situada sobre o plano considerado na análise de estabilidade, quando este situar-se abaixo do contato estrutura-fundação.

**FIGURA 5.2**  
**PRESSÕES HIDRODINÂMICAS**  
**DEVIDO A AÇÕES SÍSMICAS**



As cargas hidráulicas sísmicas em barragens e outras estruturas de retenção serão determinadas utilizando-se a fórmula de Zangar, ou de Westergaard, adotando-se os valores mais desfavoráveis para a análise.

Não será considerada a influência do sismo no valor da subpressão. Os esforços sísmicos devem ser levados em conta apenas nos estudos de estabilidade global das estruturas.

## 5.8 PRESSÕES INTERSTICIAIS

São as pressões devidas à percolação da água, quais sejam as subpressões (pressões neutras) nas fundações ou em seções de concreto, de rocha e de aterros, que podem ser determinadas pela análise de redes de fluxo.

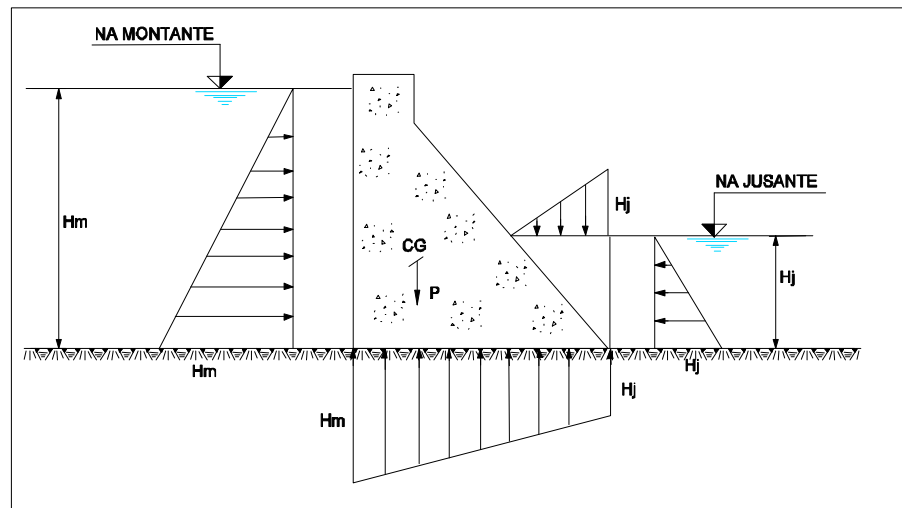
Entretanto, na maior parte dos casos, as análises podem ser simplificadas, admitindo-se uma variação linear de perdas de carga ao longo de linhas de fluxo selecionados que correspondem a caminhos de percolação preferenciais. Os efeitos de cortinas de injeções, drenos, camadas com permeabilidades diferentes, planos de descontinuidades e fendas de qualquer natureza, deverão ser considerados através de critérios previstos nas normas vigentes, tendo em vista as situações particulares de cada caso.

Quando as redes de fluxo não forem determinadas com precisão, poderão ser utilizados critérios simplificados de acordo com as diretrizes gerais indicadas a seguir.

### 5.8.1 Subpressões no Contato das Estruturas de Concreto com a Fundação

Em fundações contínuas, a subpressão deverá ser admitida como atuando sobre toda a área da base. Na extremidade de montante a subpressão será igual à altura hidrostática montante ( $H_m$ ), a partir do nível d'água especificado para o reservatório. Na extremidade de jusante, será igual à altura hidrostática de jusante ( $H_j$ ) a partir do nível d'água especificado a jusante, conforme Figura 5.3 Os valores intermediários entre as duas extremidades deverão ajustar-se aos critérios que se seguem.

**FIGURA 5.3**  
DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES  
HIDROSTÁTICAS

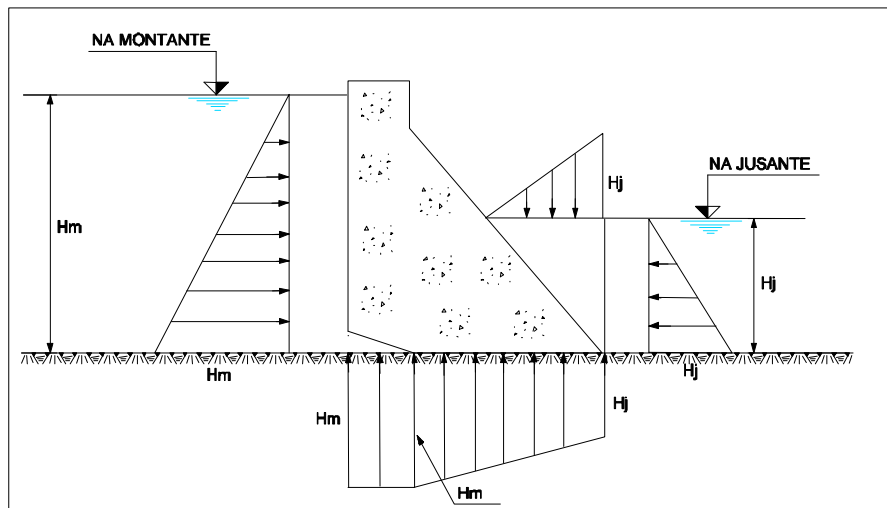


Durante as verificações de estabilidade global das estruturas, na região do contato concreto / fundação, sempre que surgirem tensões de tração a montante deverá ser admitida a seção como frágil, não resistente à tração, resultando na abertura do contato.

No caso de carregamento normal, a base deverá estar totalmente comprimida. Para os demais casos de carregamento, admite-se uma abertura do contato limitada a 1/3 da seção de contato concreto / fundação.

Deverá, então, ser aplicado o valor integral da subpressão ( $H_m$ ) no contato aberto, sendo a variação linear e em conformidade com a linha piezométrica original, até o valor ( $H_j$ ) a jusante, aplicada apenas ao trecho restante da seção (trecho não trincado).

**FIGURA 5.4**  
**DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES**  
**HIDROSTÁTICAS**  
**- CONTATO ABERTO**



#### 5.8.1.1 Subpressão com Uma Linha de Drenos Operantes

Para o caso em que a cota inferior da galeria de drenagem estiver na cota do nível d'água de jusante ou abaixo desta, a subpressão na linha de drenos será igual à altura hidrostática ( $H_{dm}$ ) correspondente ao nível d'água de jusante ( $H_j$ ) adicionada de 33% da diferença entre as alturas hidrostáticas a montante ( $H_m$ ) e a jusante, referenciadas ao plano de análise. Deste ponto, a subpressão deverá variar linearmente até as extremidades da base, considerando-se a linha piezométrica original, onde teremos os valores extremos  $H_m$  e  $H_j$ , respectivamente a montante e a jusante.

Para o caso em que a cota inferior da galeria de drenagem estiver acima do nível d'água de jusante, a subpressão na linha de drenos será determinada considerando-se  $h_g$  a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos.

A distância da extremidade de montante da estrutura até a linha de drenos não deverá ser considerada menor do que 8% da altura hidrostática máxima de montante.

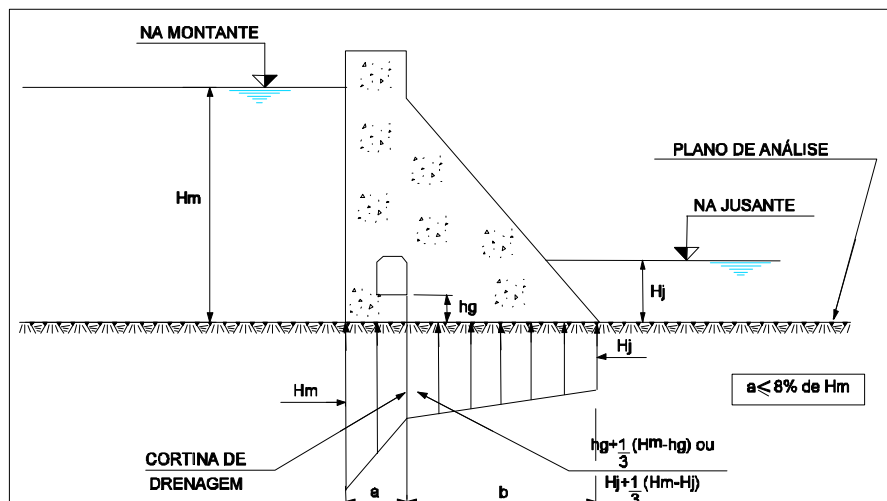
A subpressão ( $H_{dm}$ ) será dada pela expressão:

$$H_{dm} = H_j + 1/3 (H_m - H_j) \text{ para } H_j \geq h_g$$

$$H_{dm} = h_g + 1/3 (H_m - h_g) \text{ para } H_j < h_g$$



**FIGURA 5.5**  
**SUBPRESSÃO COM UMA LINHA**  
**DE DRENOS OPERANTES A**  
**MONTANTE**

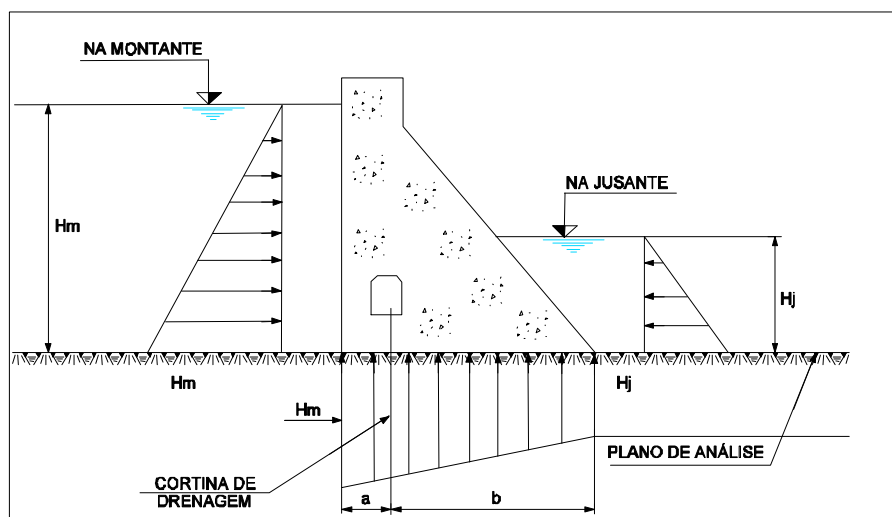


### 5.8.1.2 Subpressão com Drenos Inoperantes

Durante a verificação de estabilidade global das estruturas, esta situação encontra-se associada aos casos de carregamento excepcional e limite.

A subpressão variará linearmente entre os valores de pressão  $H_m$  e  $H_j$ , desprezando-se o efeito de qualquer cortina de injeção ou de drenagem.

**FIGURA 5.6**  
**SUBPRESSÃO COM DRENOS**  
**INOPERANTES**



### 5.8.1.3 Subpressão com Duas Linhas de Drenos:

Caso exista sistema duplo de drenagem, as subpressões ( $H_d$ ) na linha de interseção dos drenos com o plano de análise deverão ser consideradas como uma colu-

na d'água média equivalente, conforme descrito a seguir. Nos trechos intermediários admite-se variação linear no diagrama de subpressões.

√ Linha de drenos em galeria com bombeamento operando:

A subpressão ( $H_d$ ) será dada pela expressão:

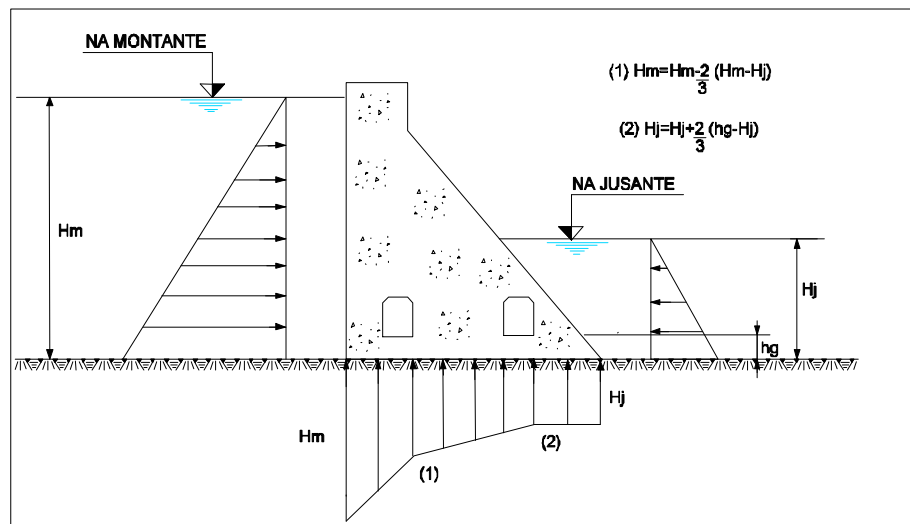
$$H_{dm} = H_m - \frac{2}{3} (H_m - H_j) = H_j + \frac{1}{3} (H_m - H_j) \text{ para galeria de montante}$$

$$H_{dj} = H_j + \frac{2}{3} (h_g - H_j) \text{ para a galeria de jusante}$$

onde  $h_g$  é a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos.

√ Linha de drenos em galeria afogada (bombeamento inoperante)

**FIGURA 5.7**  
SUBPRESSÃO COM DUAS  
LINHAS DE DRENOS  
INOPERANTES



Deverão ser empregadas as mesmas expressões anteriores tornando-se  $h_g$  igual a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção do plano dos drenos com o plano de análise e a cota de saída da água por gravidade (N.A. de jusante ou cota de saída da tubulação de recalque quanto esta estiver acima).

### 5.8.2 Subpressões em Seções de Concreto

Para as subpressões em juntas horizontais no concreto aplicar-se-ão os mesmos critérios estabelecidos quanto ao contato entre as fundações e as estruturas de concreto.

Como caso particular, deverá ser admitido que se uma parte de montante da seção encontra-se tracionada, com tensão de tração maior do que a tensão admissível à tração do concreto, deverá ser aplicado o valor integral de subpressão (Hm) a essa parte, sendo a variação linear e conforme a linha piezométrica original, até o valor (Hj) à jusante, aplicada somente à porção restante da seção.

Este critério particular não se aplicará às tensões instantâneas originadas por efeitos sísmicos ou outros efeitos dinâmicos de curta duração.

### 5.8.3 Subpressões em Planos da Rocha Inferiores ao Contato Concreto/Fundação

Neste caso deverá ser considerada a formação de uma junta vertical de tração, a montante, até o plano de análise considerado.

A rocha compreendida entre o referido plano e a estrutura deverá ser considerada saturada e a análise será desenvolvida conforme os critérios estabelecidos no item 5.8.1.1, caso o plano de análise intercepte à linha de drenagem.

De outro modo, deverão ser adotados os critérios estabelecidos para o caso de drenagem completamente inoperante, sendo permitida a incorporação do maciço rochoso existente entre o plano de análise e o contato concreto / fundação.

## 5.9 PRESSÃO DE MATERIAL ASSOREADO

Caso os estudos de sedimentometria demonstrem a probabilidade de deposição de sedimentos no fundo do reservatório, junto ao pé de montante da barragem, deverá ser adotado o critério a seguir para determinação do empuxo resultante.

A pressão horizontal de assoreamento será considerada, conforme o caso, atuando sobre no mínimo 10% da altura da seção estrutural analisada. O cálculo, para determinar a componente horizontal da carga de assoreamento, será feito através da fórmula de Rankine, desprezando-se a coesão:

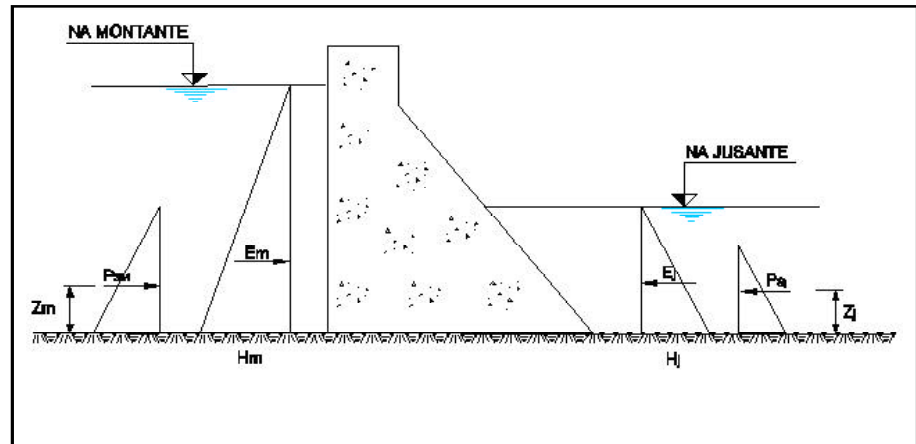
$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma \times (h_s)^2 \times \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

onde:

- $P_s$  = força horizontal de assoreamento kN/m
- $\gamma$  = peso específico do sedimento
- $h_s$  = altura de cálculo

$\phi$  = ângulo de atrito interno do material  
 $H$  = altura hidrostática

FIGURA 5.8  
 PRESSÃO DE MATERIAL  
 ASSOREADO



Entende-se por empuxo de terraplenos a ação produzida por maciços granulares (enrocamento, solos, sedimentos, sólidos, terrenos rochosos desintegrados) sobre as estruturas de contenção.

### 5.10 EMPUXO DE TERRAPLENOS

Os empuxos devidos ao solo ou enrocamento sobre os paramentos de estruturas de concreto são geralmente divididos em 4 parcelas:

- ⇒ tensões normais efetivas, devidas ao solo ou enrocamento;
- ⇒ pressões devidas ao empuxo hidrostático ou hidrodinâmico;
- ⇒ tensões normais devidas ao efeito de compactação por equipamentos;
- ⇒ tensões normais devidas ao efeito de sobrecargas permanentes ou temporárias sobre o terrapleno.

Em cada caso serão consideradas as parcelas aplicáveis, calculadas isoladamente.

Com exceção das pressões de água que atuam necessariamente normais ao paramento, as demais parcelas poderão ser consideradas através de suas componentes normal e tangencial ou horizontal e vertical, ou ainda através de sua resultante atuando obliquamente ao paramento.

Os empuxos devidos aos aterros e reaterros dependem das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos ao seu terrapleno, dos métodos utilizados para lançamento e compactação, dos deslocamentos do maciço compactado, bem como da variação daquelas propriedades com o tempo.

Em função da rigidez relativa entre a estrutura e o terrapleno (interação solo-estrutura) e dos respectivos deslocamentos relativos (magnitude e direção), o empuxo atuante será considerado nas condições de estado ativo, passivo ou de repouso.

Para estruturas consideradas como suficientemente rígidas e que são praticamente indeslocáveis em relação ao terrapleno, os empuxos corresponderão à condição de repouso. Deformações laterais no terrapleno em decorrência de deslocamentos ou rotações na estrutura alteram os valores de empuxos. A condição limite de estado de ruptura ativa é atingida com a estrutura se afastando do terrapleno e de ruptura passiva quando a estrutura se desloca contra o terrapleno.

Para deslocamentos das estruturas inferiores aos necessários para mobilizar as condições limites, os valores de empuxos sobre o paramento estarão entre os correspondentes à condição de repouso e limite ativo ou passivo.

#### **5.10.1 Situações de Análise e Seleção de Parâmetros**

Definidos o tipo de estrutura, a distribuição de materiais do terrapleno, o método construtivo e os dispositivos de drenagem, a determinação dos empuxos devidos ao solo e/ou enrocamento deverá ser efetuada para as situações de regime de operação e de final de construção.

A situação de regime de operação é geralmente mais crítica e a determinação dos empuxos deverá ser sempre efetuada por pressões efetivas. Na avaliação das pressões hidráulicas, a serem adicionadas aos empuxos do terrapleno, deverá ser considerado o nível d'água máximo operacional a montante e o correspondente nível operacional a jusante.

Para a situação de final de construção, deve-se distinguir 2 casos:

- ⇒ Terraplenos de materiais perfeitamente drenantes (p.ex. enrocamentos) em que os empuxos serão determinados para condições drenadas, em termos de tensões efetivas, com parâmetros estimados a partir da experiência com materiais semelhantes ou determinados a partir da execução de ensaios.
- ⇒ Terraplenos de solo compactado, considerando-se um carregamento não drenado.

Neste caso, os empuxos poderão ser determinados considerando-se análises do terrapleno em termos de pressões efetivas ou pressões totais.

Entende-se por pressões efetivas o resultado das pressões totais subtraídas das pressões neutras.

No caso de solos com comportamento marcadamente dilatante ou contrativo é necessário introduzir os valores de pressões neutras de forma compatível com o comportamento do solo. Neste caso a análise utilizando pressões totais é mais conveniente, pois já incorpora os valores de pressões neutras de cisalhamento na envoltória de resistência, admitindo-se que a condição de carregamento do ensaio reproduz razoavelmente a condição de campo.

Para ambos os tipos de análise, os empuxos atuantes sobre a estrutura serão expressos em pressões totais correspondendo à combinação das pressões efetivas e pressões neutras. Empuxos devidos a sobrecarga, quando aplicáveis, deverão ser expressos em pressões totais, tanto para regime de operação quanto para final de construção.

#### **5.10.2 Determinação dos Empuxos**

A interação paramento-terrapleno é hiperestática e depende das deformações e estas, por sua vez, dependem significativamente da deformação do tardo (ou paramento de contato).

Determina-se o valor de empuxo de projeto por iterações sucessivas a partir das condições inicialmente admitidas, salvo se na primeira tentativa as hipóteses adotadas levarem a resultados bem próximos das condições inicialmente admitidas.

Exige-se que se repitam os cálculos para os parâmetros que influem significativamente nos resultados quando são alterados.

Determina-se a distribuição das pressões de empuxo, geralmente admitida triangular, após a obtenção de seus valores, em termos de magnitude, posição e direção.

A determinação dos empuxos é função dos seguintes parâmetros:

- ⇒ equação de resistência (de pressões efetivas) do terrapleno arrimado;
- ⇒ condições geohidrológicas e meteorológicas de redes e infiltrações;
- ⇒ condições de deformações internas previstas do terrapleno, quer em

- função de sua gênese natural, quer em função de condições construtivas impostas ou estimadas como decorrentes;
- ⇒ deformações do tardoz e deformação relativa do terrapleno arrimado em relação ao tardoz;
  - ⇒ trincamento do terrapleno e conseqüências;
  - ⇒ possíveis sobrepressões neutras (transitórias, rápidas), geradas no solo, afetando apenas a resistência a ter em conta, mas não sendo aplicáveis como somadas à pressão d'água atuante (normal) sobre o tardoz;
  - ⇒ outros, ex. cargas sobre o terrapleno, etc.

### 5.10.3 Aspectos Gerais de Empuxos do Terrapleno

Os empuxos do terrapleno deverão ser calculados para as condições ativa, passiva ou de repouso, conforme avaliado em cada caso.

A seguir, são apresentados critérios simplificados de uso corrente. Alternativamente, poderão ser executadas análises tensão-deformação completas envolvendo o terrapleno, a estrutura de contenção e suas fundações.

Os empuxos deverão ser calculados, de forma geral, para uma condição bidimensional. Situações particulares envolvendo situações tridimensionais deverão ser consideradas, quando necessárias, a critério do projetista.

### 5.10.4 Cálculo dos Empuxos

#### √ Empuxos Ativos

Nos casos em que os esforços cisalhantes do terrapleno são mobilizados a favor de manter o equilíbrio contra a ação da gravidade, resulta a condição de empuxo ativo (o valor do empuxo é sempre reduzido por motivo de cooperação dos esforços cisalhantes).

Os empuxos para a condição limite ativa serão calculados pela teoria de Coulomb para o caso de terrapleno homogêneo e superfície do terreno plana, sem a presença de água. Neste caso, o coeficiente de empuxo ( $K_a$ ) pode ser obtido diretamente, através de ábacos e tabelas existentes em publicações especializadas de Mecânica dos Solos.

Para terraplenos heterogêneos ou com superfície do terreno irregular, ou ainda com presença de água, pode ser utilizado o método das cunhas (Coulomb generalizado) com superfície potencial de ruptura plana ou poligonal, ou ainda outros

métodos generalizados de análise de estabilidade de taludes (Janbu, Spencer, Sarma, etc.), em que se determine o valor de empuxo ativo com a força interlamelar resultante no contato do terraplano com o paramento da estrutura.

Para qualquer método utilizado, dever-se-á sempre pesquisar a superfície potencial de ruptura que forneça o valor máximo de empuxo.

A presença de trincas verticais de tração deverá ser considerada em terraplenos formados por materiais coesivos, quando cabível, preenchidos com água.

#### √ Empuxos Passivos

Em condições em que o movimento da parede de contenção empurra o terraplano, de modo que o volume destinado a romper tende a subir, e assim os esforços cisalhantes são mobilizados somando-se ao peso do volume arrimado, os empuxos são obviamente aumentados por motivo das deformações cisalhantes geradas, resultando a condição de empuxo passivo.

Os empuxos para a condição limite passiva serão calculados pelas teorias de Coulomb ou Caquot-Kerisel para o caso de terraplano homogêneo e superfície do terreno plana, sem a presença de água. Neste caso, o coeficiente de empuxo ( $K_p$ ) pode ser obtido diretamente, através de ábacos e tabelas existentes em publicações especializadas de Mecânica dos Solos.

Para terraplenos heterogêneos ou com superfície do terreno irregular, ou ainda com presença de água, pode ser utilizado o método das cunhas (Coulomb generalizado) com superfície potencial de ruptura plana ou poligonal, ou ainda outros métodos generalizados de análise de estabilidade de taludes (p.ex. Janbu, Spencer, Sarma, etc.), em que se determine o valor de empuxo passivo com a força interlamelar resultante no contato do terraplano com o paramento da estrutura.

Para qualquer método utilizado, dever-se-á sempre pesquisar a superfície de ruptura que forneça o valor mínimo de empuxo.

Não ocorrem trincas de tração.



Devido às maiores deformações geralmente necessárias para mobilização do estado limite passivo (exceto para solos muito densos dilatantes em cisalhamento), somente metade do empuxo passivo pode ser considerado. Alternativamente, deve-se adotar coeficientes redutores da ordem de 3,0 e 1,5 nos valores de coesão e tangente do ângulo de atrito utilizados nos cálculos, respectivamente, nos casos de carregamento normal.

#### √ Empuxos de Repouso

Os empuxos na condição de repouso em terraplenos homogêneos serão calculados utilizando-se as expressões do método das cunhas de Coulomb, porém utilizando um ângulo de atrito reduzido  $\phi'_0$ , dado pela expressão proposta por Myslivec.

$$\phi'_0 = \arcsin [\sin \phi' / (2 - \sin \phi')]$$

Onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito do material do terrapleno. Este procedimento corresponde a um coeficiente de segurança imposto aos parâmetros de resistência da ordem de 1,65 e é válido para inclinações de terrapleno inferiores a  $\phi'_0$ .

O valor de coesão reduzida é admitido igual a zero.

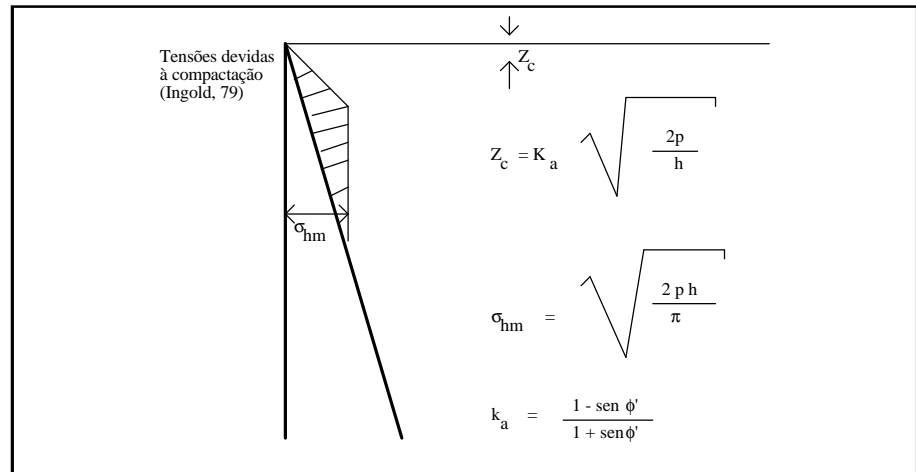
Para terraplenos heterogêneos ou com superfície do terreno irregular, ou com presença de água, pode ser empregado o método das cunhas (Coulomb generalizado) com superfície plana ou poligonal, ou ainda outros métodos generalizados de análise de estabilidade de taludes, porém com valores de coeficientes de segurança da ordem de 1,3 a 2,0, aplicados aos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos.

Para terrapleno horizontal paramento vertical liso, obtém-se  $K_0 = 1 - \sin \phi'$ .

#### √ Empuxos Devidos à Compactação

As tensões devidas ao efeito de compactação, equivalente a um efeito de sobre-adsensamento do material, atuam na parte superior do paramento da estrutura e serão calculadas pelo método proposto por Ingold. A figura a seguir indica os valores a serem utilizados, para as situações de final de construção e regime de operação:

**FIGURA 5.8**  
**DIAGRAMA DE TENSÕES**  
**ATUANTES DO TERRAPLENO**  
**(REPOUSO OU ATIVO)**



$$p = \frac{\text{peso do rolo de compactação}}{\text{largura do rolo de compactação}}$$

Para rolos vibratórios, utilizar peso equivalente do rolo igual ao peso estático mais a força centrífuga induzida pela vibração, ou duas vezes o peso estático.

#### √ Empuxos Devidos a Sobrecarga

Efeitos de sobrecargas atuantes sobre o terrapleno, quando não incluídas nos métodos das cunhas ou Coulomb, serão determinados pelas expressões da teoria da elasticidade, conforme apresentado em publicações especializadas da Mecânica dos Solos.

#### √ Empuxos de Cunhas de Rocha

Os empuxos nas condições ativa e passiva de cunhas de rocha sobre estruturas serão calculados utilizando o método de Coulomb, porém considerando as inclinações das cunhas condicionadas por planos de fraqueza estrutural (falhas, acamamento, etc.). Para o caso de maciços rochosos muito fraturados/decompostos, serão utilizados os mesmos procedimentos que para terraplenos em solo.

## 5.11 AÇÕES DEVIDAS AO VENTO

Para as cargas de vento, aplicar-se-á o disposto na NBR-6123/88 da ABNT, suplementada, sempre que necessário, por outras normas autorizadas. Em qualquer caso, porém, tais cargas uniformemente distribuídas, não deverão ser inferiores a 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

### 5.11.1 Estruturas Suscetíveis a Danos

As estruturas maciças tais como barragens de terra e de concreto, infraestrutura da casa de força e vertedouro, não requerem análise dos efeitos de forças de vento.

## 5.12 DILATAÇÃO, RETRAÇÃO E DEFORMAÇÃO LENTA

De um modo geral, entende-se por infraestrutura da Casa de Força toda e qualquer construção abaixo do nível do piso dos transformadores e do pórtico do tubo de sucção.

Entretanto, edifícios de todos os tipos, tais como superestrutura dos blocos da casa de força inclusive cobertura, edifício de controle, área de serviço, pontes, torres, pórticos e em geral todas as estruturas sobrelevadas, deverão ser calculadas para suportar os esforços resultantes da ação do vento, de acordo com os critérios estabelecidos pela NBR 6123/88 da ABNT.

Nas estruturas de concreto, achando-se impedida a deformação ao longo da superfície de contato (fundação e encostas), originam-se esforços, tendo como consequência o aparecimento de tensões de tração e de compressão.

Caso não sejam adotadas medidas especiais, tais como: adoção de armadura mínima, disposição adequada de juntas de contração e de construção e utilização de métodos apropriados de mistura, lançamento e cura do concreto, de modo a reduzir as tensões acima, deve-se, no cálculo estático, introduzir a influência da retração, dilatação e deformação lenta.

Em geral, poderão ser adotados os valores a seguir:

Variação de temperatura no ar	± 15°C
Variação de temperatura na água	± 10°C
Variação de temperatura em peças esbeltas e peças externas, expostas	± 15°C
Variação de temperatura em peças robustas e peças internas	± 5°C
Peças de grandes dimensões não expostas ao ar livre	± 2,5°C
Queda de temperatura equivalente para efeito de cálculo de retração	
em peças de concreto armado	15°C
em peças de concreto sem armadura ou com menos de 0,1% de armadura	15°C

O efeito da retração para estruturas de concreto armado corresponderá uma queda na temperatura de 15°C. O módulo de elasticidade longitudinal “na deformação lenta” (dilatação, retração) deve ser considerado, em função da resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ), pelas expressões a seguir:

carga aplicada logo após término da construção

$$E_c = 1/2 \left( 0,9 \times 6640 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \right) \text{MPa}$$

carga aplicada pelo menos 6 meses depois do término da construção

$$E_c = 2/3 \left( 0,9 \times 6640 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \right) \text{MPa}$$

Os efeitos da temperatura e retração em estruturas de concreto massa serão analisados utilizando-se os valores obtidos nos ensaios de calor de hidratação, coeficiente de expansão térmica e módulo de deformação longitudinal, quando forem disponíveis.

### 5.13 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BLESSMANN, J. Ação do vento em edifícios. Série Engenharia Estrutural/7. 2a edição revisada. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 1989.
2. EIGENHEER, L. P. O. T. Critérios de segurança. Revista Brasileira de Engenharia - Caderno de Grandes Barragens. Vol. 2/N. 1. 1997.
3. GRISHIN, M. M. Hydraulic structures. Vol. 1. Translated from the Russian by Prem Kumar Dang. Mir Publishers. Moscow. 1982.
4. GRISHIN, M. M. Hydraulic structures. Vol. 2. Translated from the Russian V. Kolykhmatov. Mir Publishers. Moscow. 1982.
5. NÚCLEO REGIONAL DE SÃO PAULO - COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. Guia básico de segurança de barragens. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Édile Serviços Gráficos e Editora Ltda. Belo Horizonte. 1999.
6. RBE - REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA. Caderno de grandes barragens. Vol. 2/ No. 1. Rio de Janeiro. 1987.
7. SCHREIBER, G. P. Usinas hidrelétricas. Engevix S/A - Estudos e Projetos de Engenharia. Editora Edgard Blücher Ltda. Rio de Janeiro. 1987.
8. SERAFIM, J. L. A supressão nas barragens. Ministério das Obras Públicas - Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Publicação no 55. Lisboa. 1954.
9. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR. Design criteria for concrete arch and gravity dams. Engineering Monograph No. 19.
10. ZANGAR, C. N. Hidrodinamic pressure on dams due to horizontal earthquake effects. Eng. Monograph No. 11 Reclamation. 1952.

**6.1**  
**GENERALIDADES**

As seguintes condições de carregamentos devem ser considerados nos estudos de estabilidade global e respectivos cálculos dos esforços internos (tensões).

√ Condição de Carregamento Normal ( CCN )

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais.

√ Condição de Carregamento Excepcional ( CCE )

Corresponde a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de somente uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as ações correspondentes a condição de carregamento normal.

√ Condição de Carregamento Limite ( CCL )

Corresponde a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de mais de uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as ações correspondentes a condição de carregamento normal.

√ Condição de Carregamento de Construção ( CCC )

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra. Podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes, e quaisquer outras condições semelhantes, e ocorrem durante períodos curtos em relação à sua vida útil.

## 6.2 CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO NORMAL (CCN)

A condição de carregamento normal, deverá incluir as seguintes cargas:

- ⇒ Peso próprio da estrutura e equipamentos;
- ⇒ Carga acidental uniformemente distribuída, concentrada e cargas móveis;
- ⇒ Carga relativa às atividades rotineiras de operação e manutenção da Usina;
- ⇒ Empuxos hidrostáticos com o N.A. do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximo normal e mínimo normal, sendo que a condição mais severa de carregamento deverá ser selecionada para cada estrutura;
- ⇒ Subpressão com drenagem operante;
- ⇒ Empuxo de terraplenos e de assoreamento;
- ⇒ Pressão hidrodinâmica devido a esforços hidráulicos;
- ⇒ Pressão Intersticial;
- ⇒ Esforços devido ao vento;
- ⇒ Variação de temperatura e retração do concreto;
- ⇒ Ancoragens ativas;
- ⇒ Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio, em casos onde o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente, com a usina em operação.

## 6.3 CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL (CCE)

A condição de carregamento excepcional, deverá adicionar à condição de carregamento normal, uma das seguintes cargas excepcionais:

- ⇒ Empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao N.A. do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis d'água máximo maximorum e mínimo minimorum;
- ⇒ Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- ⇒ Pressão hidrodinâmica devido a ação sísmica;
- ⇒ Efeito de onda;
- ⇒ Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

## 6.4 CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO LIMITE (CCL)

A condição de carregamento limite, deverá adicionar à condição de carregamento normal, pelo menos duas das seguintes cargas excepcionais:

- ⇒ Empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao N.A. do reservató-

rio e do canal de fuga variando entre os níveis d'água máximo maximorum e mínimo minimorum;

- ⇒ Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- ⇒ Pressão hidrodinâmica devido a ação sísmica;
- ⇒ Efeito de onda;
- ⇒ Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

## 6.5 CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO DE CONSTRUÇÃO (CCC)

Esta condição compreende as possíveis combinações de ações atuantes durante as fases de construção, considerando equipamentos de construção, cargas temporárias para instalação e montagem de equipamentos definitivos e cimbramentos.

A seguinte lista de condições de carregamento 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. Como exemplo, esforços sobre estruturas em 1º estágio, em casos onde o 2º estágio deva ser completado posteriormente, adufas vazias para o vertedouro, etc..;
- ⇒ Cargas de equipamentos de construção e montagem;
- ⇒ Cargas devidas à ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares, cargas de compactação de aterros e reaterros;
- ⇒ Cargas vivas excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- ⇒ Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- ⇒ Cargas hidrostáticas e subpressões anormais devidas a esvaziamentos temporários;
- ⇒ Esforços devidos a injeções.

## 6.6 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Na combinação de Ações devem ser observadas as seguintes condições:

- ⇒ 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, não se considerando qual-

- quer redução de esforços internos por elas causada;
- ⇒ Combinação mais desfavorável de N.A 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;
  - ⇒ No caso de sistemas de drenagem à montante e a jusante não deverão ser consideradas falhas concomitantes dos sistemas.

## 6.7

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams - Bureau of Reclamation;
2. Guia Básico de Segurança de Barragens - CBDB - 1999;
3. Critérios de Projeto das seguintes concessionárias de energia elétrica: CHESF, FURNAS, COPEL, ITAIPU, ELETRONORTE e ELETROSUL;
4. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas – Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Engenharia Civil de Geração – Belo Horizonte – Maio/1994;
5. NÚCLEO REGIONAL DE SÃO PAULO - COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. Guia básico de segurança de barragens. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Édile Serviços Gráficos e Editora Ltda. Belo Horizonte. 1999.
6. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR. Design criteria for concrete arch and gravity dams. Engineering Monograph No. 19.



## CAPÍTULO 7

# BARRAGENS E ESTRUTURAS DE CONCRETO - SEGURANÇA GLOBAL

### 7.1 GENERALIDADES

A segurança das obras de concreto de uma barragem é conceituada pelos princípios estabelecidos na norma brasileira " Ações e Segurança das Estruturas " NBR 8681/84. Para a garantia da segurança global da estrutura e de todos os seus elementos estruturais, deverão ser verificadas e atendidas as condições prescritas na referida norma, para os estados limites últimos e de utilização, tendo em conta as combinações das ações correspondentes aos tipos de carregamentos descritos no Capítulo 6.

A análise de segurança global deve 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 superiores e inferiores ao da fundação, 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.

### 7.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

Deverá ser dada especial atenção às verificações correspondentes ao Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio Global ou Parcial das Estruturas, admitidas como corpo rígido. Nos projetos de barragens estas verificações correspondem as análises de estabilidade, no sentido de avaliar a segurança global quanto a movimentos de corpo rígido, tais como:

- ⇒ deslizamento em qualquer plano, seja da estrutura, seja da fundação;
- ⇒ tombamento;
- ⇒ flutuação;
- ⇒ tensões na base da fundação e na estrutura;
- ⇒ estabilidade elástica (flambagem);
- ⇒ deformações e recalques;
- ⇒ vibrações.

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

- ⇒ Deve-se considerar as tensões naturais de confinamento pré-existent-

te e as pressões de água do subsolo quando tratar-se de análise de estabilidade envolvendo massas de rocha;

- ⇒ Deve-se considerar os resultados de investigações geológicas e geomecânicas;
- ⇒ Deve-se considerar as conformações topográficas do local, principalmente na região das ombreiras;
- ⇒ Deve-se considerar os efeitos de subpressão, conforme critérios já estabelecidos no capítulo 5, sob e no corpo das estruturas e em massas de rocha;
- ⇒ Deve-se considerar, caso represente a condição mais severa, o carregamento devido a pressão intersticial;
- ⇒ 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:

### 7.2.1 Fator de Segurança à Flutuação (FSF)

O fator 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:

$$FSF = \Sigma V / \Sigma U$$

onde,

- FSF = Fator de segurança à flutuação;
- $\Sigma V$  = Somatório das forças gravitacionais;
- $\Sigma U$  = Somatório das forças de subpressão.

Deverão ser desprezadas quaisquer contribuições favoráveis devidas à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação. As forças verticais deverão incluir as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio de equipamentos permanentes, se instalados, e de lastros (água ou aterro) e sistemas de ancoragem, se utilizados durante determinados estágios da construção. Todas as cargas acidentais deverão ser ignoradas nas verificações de estabilidade.

### 7.2.2 Fator de Segurança ao Tombamento (FST)

O fator de segurança ao tombamento em qualquer direção é definido como a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação e será dado pela expressão:

$$FST = \Sigma Me / \Sigma Mt$$

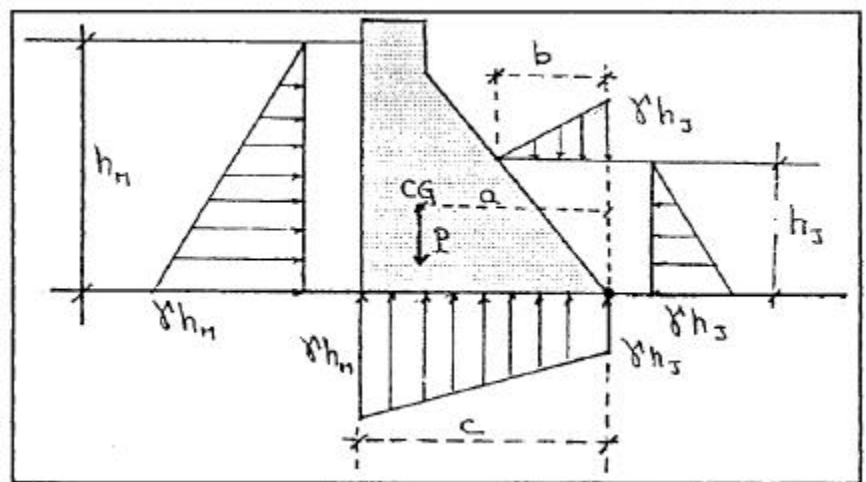
onde,

FST = Fator de segurança ao tombamento.

$\Sigma Me$  = Somatório dos momentos estabilizantes atuantes sobre a estrutura, consideradas como tal, o peso próprio da estrutura, as cargas permanentes mínimas e o peso próprio dos equipamentos permanentes, se instalados;

$\Sigma Mt$  = Somatório dos momentos de tombamento, devido a atuação de cargas desestabilizantes, tais como, pressão hidrostática, subpressão, empuxos de terra, etc. Deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação.

FIGURA 7.1



### 7.2.3 Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD)

Para a verificação da estabilidade das estruturas ao deslizamento (escorregamento), deve-se selecionar as superfícies de ruptura de modo a incluir todos os planos de menor resistência possível, ou os submetidos a tensões críticas na estrutura, na fundação e no contato estrutura-fundação, sobre as quais a estrutura possa sofrer movimento de deslizamento como corpo rígido.

As análises dos fatores de segurança contra o deslizamento deverão incluir a coesão na resistência ao cisalhamento dos materiais rochosos, ou no contato concreto-rocha, a menos que as investigações ou condições existentes no campo indiquem o contrário. Devem-se utilizar como valores básicos, os parâmetros geomecânicos extraídos dos resultados de investigações e ensaios preliminares.

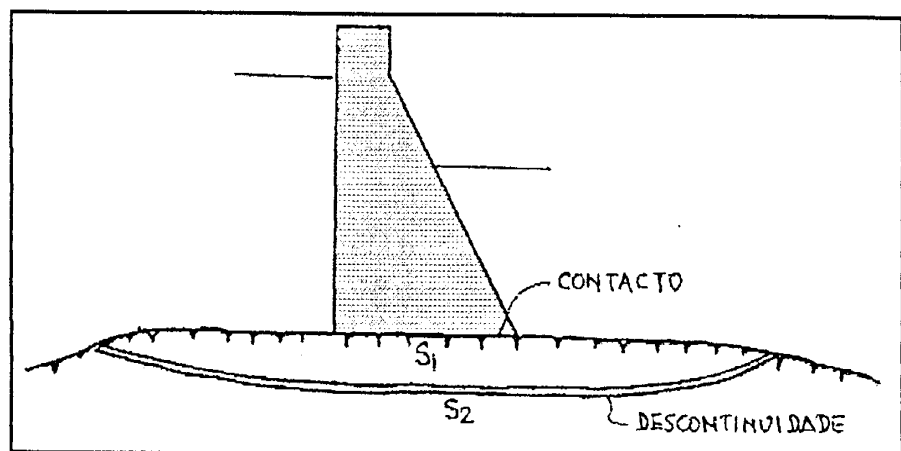
Nas fases iniciais de projeto pode-se adotar como valores de coesão e do ângulo de atrito para o maciço de fundação e seus planos de descontinuidade, aqueles já adotados em outras obras com materiais similares. Sempre que uma superfície de deslizamento interceptar trechos onde os parâmetros geomecânicos (atrito e coesão) são diferentes, a segurança ao deslizamento da estrutura deve ser calculada para cada trecho, admitindo-se que há ruptura de cisalhamento nos trechos onde o coeficiente de segurança necessário não é alcançado.

Nesse caso deve-se recalculá-lo admitindo-se que o mesmo não tenha resistência de coesão ( $C=0$ ), e que seu ângulo de atrito seja o correspondente à condição residual (pós-ruptura), tal como na verificação ao deslizamento com a utilização de empuxo passivo.

O excesso de tensão de cisalhamento não absorvido pelo trecho deve ser transferido às partes remanescentes da superfície de deslizamento, recalculando-se a segurança ao deslizamento para cada trecho, e assim sucessivamente até que se satisfaçam os critérios ou se verifique a necessidade de se introduzir modificações no conjunto estrutura-fundação.

Convém ressaltar que deverá ser sempre verificada a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais, conforme o nível de solitação atingido.

FIGURA 7.2



### 7.2.3.1 Com Fundação em Material com Coesão

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

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \tan(\phi_i)}{FSD\phi} + \frac{\sum C_i A_i}{FSDc}}{\sum T_i} \geq 1,0$$

onde,

FSD = Fator de segurança ao deslizamento;

FSD $\phi$  = Fator de redução da resistência ao atrito;

FSDc = Fator de redução da resistência à coesão;

$\sum N_i$  = Somatório das forças normais à superfície de deslizamento, em análise;

$\phi_i$  = Ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento, em análise;

$C_i$  = Coesão característica ao longo da superfície de deslizamento;

$A_i$  = Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise;

$\sum T_i$  = Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento.

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

### 7.2.3.2 Com Fundação em Material sem Coesão

O coeficiente de segurança ao deslizamento será dado pela expressão:

$$FSD = \frac{\sum N_i \tan(\phi_i) / FSD\phi}{\sum T_i} \geq 1,0$$

onde,

FSD = Fator de segurança ao deslizamento;

$\sum N_i$  = Somatório das forças normais à superfície de deslizamento, em análise;

$\sum T_i$  = Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento, em análise;

$\phi_i$  = Ângulo de atrito característico da superfície, em análise.

## 7.3 ANÁLISE DE TENSÕES, TENSÕES ADMISSÍVEIS, TENSÕES DE SERVIÇO E DEFORMAÇÕES

A verificação da segurança em relação ao estado limite último de perda de equilíbrio global deve ser complementada por análises de tensões e deformações, que deverão ser elaboradas para todos os elementos estruturais e de fundações, considerando-se os possíveis casos de carregamentos, conforme o capítulo 6, 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;
- ⇒ segurança contra ressonância destrutiva entre frequências naturais de elementos estruturais e frequências induzidas.

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, onde for possível.

### 7.3.1 Tensões Normais (de serviço) em Estruturas de Concreto Massa e na Base das Fundações

As estruturas de concreto massa, são em geral estruturas de grandes dimensões, ou estruturas de gravidade, cujo comportamento não pode ser satisfatoriamente definido a partir das teorias usualmente adotadas no cálculo de concreto armado. Tais estruturas poderão ser de concreto simples ou com armadura apenas para resistir aos esforços decorrentes de retração, variações de temperatura e esforços localizados.

As verificações de resistência para o dimensionamento da estruturas desse tipo são feitas pela análise do estado de tensões e deverão satisfazer ao critério estabelecido no item 5.3.1.2.d da NBR 6118/00, com os coeficientes de segurança e minoração indicados no item 8.2.2.

Apresenta-se, a seguir, quando não for possível a elaboração da análise de tensões na base das estruturas pelo método dos elementos finitos, a fórmula para determinação das tensões normais nas seções transversais, a partir das solicitações de serviço, isto é, a partir de esforços não majorados por quaisquer coeficientes, na base da fundação ou em qualquer outro plano, constituído de materiais isotrópos e homogêneos, resistentes a tração e a compressão, no regime da lei de Hooke. A fórmula para o cálculo das tensões normais é igual a:

$$\sigma_{cal} = a + bx + cy$$

onde:

$$a = \frac{\sum N}{A}$$

$$b = \frac{1}{I_x I_y - I_{xy}^2} (\sum M_y I_x - \sum M_x I_{xy})$$

$$c = \frac{1}{I_x I_y - I_{xy}^2} (\sum M_x I_y - \sum M_y I_{xy})$$

- $\sigma_{cal}$  = Tensão normal calculada;
- $\sum N$  = Somatório das forças normais ao plano considerado;
- $A$  = área da seção transversal da estrutura ou do contato concreto-fundação;
- $xx$  e  $yy$  = eixos perpendiculares entre si que têm origem no centro de gravidade da seção transversal;
- $\sum M_x$  e  $\sum M_y$  = somatório dos momentos de todos os esforços em relação aos eixos  $xx$  e  $yy$ , respectivamente;
- $x$  e  $y$  = coordenadas do ponto analisado em relação aos eixos  $xx$  e  $yy$ ;
- $I_{xx}$  e  $I_{yy}$  = momentos de inércia da área "A" em relação aos eixos  $xx$  e  $yy$ ;
- $I_{xy}$  = produto de inércia da área "A" em relação aos eixos  $xx$  e  $yy$ .

As tensões obtidas desta forma, somadas às tensões devidas aos efeitos de retração térmica e variação de temperatura, deverão ser comparadas com as tensões admissíveis fixadas no item 7.3.3.

Para as condições de carregamentos normais, conforme definido no item 6.2, as seções nas estruturas permanentes de concreto massa, deverão trabalhar sempre à compressão ou com tensões de tração menores que a tensão admissível do concreto. Para as seções nas fundações não serão admitidas tensões de tração, devendo a resultante dos esforços solicitantes estar aplicada dentro do núcleo central de inércia da área da base.

Nos carregamentos excepcionais, limites e de construção admitir-se-á que a resultante possa estar aplicada fora do núcleo central de inércia. Nestes casos, os cálculos deverão ser refeitos admitindo-se uma pressão intersticial ou subpressão integral na zona tracionada, quando eventuais tensões efetivas de tração superarem as tensões admissíveis definidas para cada caso, sendo nula, entretanto, a capacidade de resistência a tração no contato concreto-rocha. A partir dos novos esforços solicitantes, recalculam-se as tensões normais e de cisalhamento e os coeficientes de segurança ao deslizamento, tombamento e flutuação, se for o caso.

Nos carregamentos com aplicação do efeito sísmico deve-se considerar que, devido a natureza cíclica do fenômeno, não haverá aumento da subpressão e da pressão intersticial, em zonas eventualmente tracionadas.

### **7.3.2 Análise de Tensões e Deformações pelo Método dos Elementos Finitos**

Para uma definição mais precisa das tensões e deformações nas estruturas e nas fundações deverão ser desenvolvidas análises através de modelos matemáticos com base no método dos elementos finitos.

Os resultados destas análises, além de determinarem os coeficientes de segurança mais próximos da realidade, deverão ser utilizados para as seguintes definições:

- ⇒ zoneamento econômico das classes de concreto nas estruturas;
- ⇒ dimensionamento mais econômico das estruturas;
- ⇒ deformações em situações específicas.

### **7.3.3 Tensões Admissíveis do Concreto Massa**

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

#### *7.3.3.1 Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Compressão*

As tensões admissíveis do concreto à compressão, constam do quadro a seguir:



QUADRO 7.1

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 $f_{ck}$

### 7.3.3.2 Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Tração

As tensões admissíveis do concreto massa a tração constam do quadro a seguir:

QUADRO 7.2

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 $f_{ck}$

Os efeitos de retração térmica e variação de temperatura já deverão estar computados nas tensões de tração a serem cotejadas com os valores admissíveis, ora apresentados.

### 7.3.4 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 o coeficiente de segurança, são recomendados os valores especificados a seguir:

QUADRO 7.3

CASO DE CARREGAMENTO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA
CCN	3,0 (4,0)
CCC	2,0 (3,0)
CCE	1,5 (2,0)
CCL	1,3 (1,5)

A adoção destes valores pressupõe razoável conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Os coeficientes de segurança devem ser aumentados nos casos em que tal conhecimento é precário ou os materiais não apresentam constância de comportamento. Neste caso, deve-se adotar os valores indicados entre parênteses.

#### 7.4 COEFICIENTES DE SEGURANÇA - VALORES MÍNIMOS ADMISSÍVEIS

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

A seguir são indicados os fatores de redução da resistência por atrito e da coesão FSD $\emptyset$  e FSDc, bem como os valores mínimos admissíveis dos coeficientes de segurança ao tombamento FST e à flutuação FSF.

##### 7.4.1 Fatores de Redução da Resistência do Atrito e da Coesão FSD $\emptyset$ e FSDc

QUADRO 7.4

FATORES DE REDUÇÃO	CASOS DE CARREGAMENTOS			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSDc	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3(2,0)	2,0 (2,5)
FSD $\emptyset$	1,5(2,0)	1,1(1,3)	1,1(1,3)	1,3 (1,5)

A adoção destes valores pressupõe razoável conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos.

Estes valores devem ser aumentados nos casos em que tal conhecimento é precário ou os materiais não apresentam constância de comportamento. Neste caso devem-se adotar os valores entre parênteses.

#### 7.4.2 Fatores de Segurança ao Tombamento FST e Flutuação FSF

QUADRO 7.5

COEFICIENTE DE SEGURANÇA	CASOS DE CARREGAMENTOS			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FLUTUAÇÃO - FSF >	1,3	1,1	1,1	1,2
TOMBAMENTO -FST >	1,5	1,2	1,1	1,3

## 7.5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams - Bureau of Reclamation;
2. Critérios de Projeto das seguintes concessionárias de energia elétrica: CEMIG, CHESF, FURNAS, COPEL, ITAIPU, ELETRONORTE e ELETROSUL.
3. Langendonck, Telemaco Van - Cálculo de Concreto Armado, Vol I e II, Editora Científica - Rio de Janeiro;
4. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas - Companhia Energética de Minas Gerais - Departamento de Engenharia Civil de Geração - Belo Horizonte - Maio/1994;
5. Guia Básico de Segurança de Barragens - CBGB - Comissão Regional de Segurança de Barragens - Núcleo Regional de São Paulo - 1999;
6. NÚCLEO REGIONAL DE SÃO PAULO - COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. Guia básico de segurança de barragens. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Édile Serviços Gráficos e Editora Ltda. Belo Horizonte. 1999;
7. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR. Design criteria for concrete arch and gravity dams. Engineering Monograph No. 19.



**8.1**  
**GENERALIDADES**

O dimensionamento das Barragens de Concreto e das Estruturas em concreto armado ou protendido, exceto para as de concreto massa, deve ser feito obedecendo às prescrições e normas da ABNT, complementadas, onde necessário, pelas normas relacionadas no item 2.4.

As estruturas de concreto massa serão dimensionadas através das prescrições e procedimentos adiante estabelecidos.

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

**8.2**  
**ANÁLISE ESTRUTURAL**

**8.2.1 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 concreto 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. 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.
- ⇒ 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.
- ⇒ Para as barragens de contrafortes, gravidade aliviada e em arco também deverão ser considerados os efeitos de temperatura sobre as estruturas.

## 8.2.2 Coeficientes de Segurança

TABELA 8.1

CASO DE CARREGAMENTO	TIPO DE ESTRUTURA	VERIFICAÇÃO	COEFICIENTES		
			$\gamma_f$	$\gamma_c$	$\gamma_s$
CCN	a) Estrutura de concreto massa	Ausência de Armadura	2,0	-	-
		Necessidade de Armadura	1,4	1,4*	1,15
	b) Estrutura de concreto armado ou protendido (Reticuladas/Laminares)	Estado Limite Último	1,4**	1,4*	1,15
		Estado de Utilização	1,0	1,0	1,0
CCC, CCE, CCL	a) Estrutura de concreto massa	Ausência de Armadura	1,6	1,4*	-
		Necessidade de Armadura	1,1	1,4*	1,15
	b) Estrutura de concreto armado ou protendido (Reticuladas/Laminares)	Estado Limite Último	1,1	1,4*	1,15

(\*) Para as obras com alto padrão de controle de qualidade do concreto poder-se-á adotar o  $\gamma_c = 1,3$  conforme está referenciado no item 5.4.1 da NBR-6118/00.

(\*\*) Poderão ser observadas as recomendações da NBR- 8681/84;

$\gamma_f$  Coeficiente de majoração das cargas

$\gamma_c$  Coeficiente de minoração da resistência do concreto

$\gamma_s$  Coeficiente de minoração da resistência do aço

## **8.3** **DIMENSIONAMENTO**

### **8.3.1 Estruturas em 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).

O dimensionamento das estruturas reticuladas e das placas submetidas à flexão será feito por verificações dos estados limites (último e de utilização), com os coeficientes de segurança e minoração indicados no item 8.2.2 e características dos materiais e outros requisitos estabelecidos nas Normas Brasileiras em sua última edição, complementadas onde necessário, pelas normas relacionadas no item 2.4.

O dimensionamento das estruturas laminares de concreto armado, submetidas, simultaneamente, a flexão e a esforços atuantes no plano, será feito 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.

### **8.3.2 Estruturas em Concreto Protendido**

São estruturas em concreto, onde os materiais componentes (aço e concreto) possuem características mecânicas superiores, permitindo vãos maiores, menor peso próprio e seguramente estruturas mais esbeltas, em relação às de concreto armado convencional.

O dimensionamento das estruturas em concreto protendido será feito por verificações dos estados limites (último e de utilização), com os coeficientes de segurança e minoração, características dos materiais e outros requisitos estabelecidos na NBR-7197, NBR-7482, NBR-7483 e demais Normas Brasileiras da ABNT, que abordam o assunto, em sua última edição, e complementadas onde necessário, pelas normas relacionadas no item 2.4.

### **8.3.3 Estruturas em Concreto Massa**

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

De modo geral tais estruturas são sempre de concreto simples (sem armadura) ou eventualmente com armadura para resistir a 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.

$$\begin{aligned} f_{ck} &= f_{cj} (1 - 0.883 \delta); \\ f_{ck} &= \text{resistência característica à compressão do concreto;} \\ f_{cj} &= \text{resistência média à compressão do concreto, com carregamento} \\ &\quad \text{rápido na idade de "j" dias;} \\ \delta &= \text{coeficiente de variação.} \end{aligned}$$

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 Telemaco Van 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 8.2.2, ultrapassar a envoltória de Mohr dos valores característicos do concreto, as armaduras serão calculadas a partir dessas tensões, obtidas pelo Método dos Elementos Finitos (M.E.F.).



## 8.4 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

### 8.3.4 Estruturas em Concreto Compactado com Rolo

São estruturas similares às estruturas de concreto massa. A verificação de resistência e o próprio dimensionamento deverá atender as recomendações estabelecidas no item 8.3.3..

#### 8.4.1 Instabilidade Elástica

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.

#### 8.4.2 Fadiga

As estruturas nas quais ocorrem inversões de sinal nas tensões devido a cargas oscilantes, deverão ser verificadas aos efeitos da fadiga.

## 8.5 ESTADOS LÍMITES DE UTILIZAÇÃO

#### 8.5.1 Deformação Excessiva

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

#### 8.5.2 Fissuração

Admite-se uma abertura de fissuras de 0,3 mm para as estruturas em geral, e de 0,2 mm para as regiões em contato com a água, conforme a NBR-6118/00.

#### 8.5.3 Vibrações e Impacto

As peças ou elementos estruturais sujeitos a vibração serão dimensionados de modo a evitar-se problemas de ressonância mecânica.

As cargas que possam causar impactos nas estruturas devem ser majoradas pelos seguintes coeficientes de ponderação, exceto quando especificado de outra forma:

TABELA 8.2

TIPO DE ESTRUTURAS	COEFICIENTES DE IMPACTO
Apoio de máquinas rotativas	1,5
Apoio de máquinas leves	1,2
Cargas móveis -	
Pontes rodoviárias e ferroviárias, exceto pórticos e pontes rolantes	Ver normas da ABNT (NBR – 7187)
Em lajes, vigas, pilares e pórticos de edifício	1,1
Em fundação de edifícios	1,0
Estruturas leves de suporte de elevadores e guindastes fixos	2,0
Fundações e pilares não esbeltos que suportem cargas provenientes de elevadores ou guindastes fixos	1,4
Plataforma de transformadores e outras estruturas de suporte de equipamentos que se desloquem sobre trilhos	1,1
Pórticos e pontes rolantes	1,25

## 8.6 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

### 8.6.1 Cobrimento das Armaduras

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 8.3

TIPO DE ESTRUTURAS	COBRIMENTO MÍNIMO (cm)
Estruturas sem risco de incêndio, em ambiente abrigado, sem contato com o solo. -	
Lajes	2,0
Paredes, vigas e pilares	2,5
Estruturas sujeitas a incêndio	Ver NB-503
Estruturas não abrigadas ou em contato com o solo ou submersa	
Aço $\varnothing \leq 16\text{mm}$	3,5
Aço $\varnothing > 16\text{mm}$	5,0
Estruturas submersas, sujeitas a corrente d'água	7,5
Estruturas sujeitas a corrente d'água em alta velocidade(soleira de vertedouro, etc) $\geq 12\text{ m/s}$	10,0

### **8.6.2 Espaçamento Entre as Barras**

O espaçamento das barras para as estruturas em concreto armado deve atender ao disposto no item 6.3.2 da NBR-6118/00.

O espaçamento das barras para as estruturas em concreto massa não deve ser inferior a 15 cm.

### **8.6.3 Esperas e Emendas das Barras**

#### √ Esperas

Nas juntas de construção horizontais o comprimento máximo das esperas, quando possível, deve ser igual à altura correspondente a duas camadas de concretagem, acrescido do comprimento de uma emenda por trespassse, salvo em faces adjacentes à superfície de escavação onde tal limitação não se aplica.

Nas juntas verticais de construção deve-se, em geral, prever as emendas próximas às juntas.

#### √ Emendas

As emendas poderão ser do tipo trespassse, solda ou luva, respeitando-se o sub-item 6.3.5 da NBR-6118/00.

São permitidas as emendas por trespassse nas barras de bitolas 32mm, com comprimentos de ancoragem calculados pelas expressões da NB-6118/00.

### **8.6.4 Dobramento das Barras**

Para o dobramento e fixação das barras deverão ser respeitadas as prescrições do item 6.3.4. da NBR-6118/00.

### **8.6.5 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 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 0,2% da área da seção transversal de concreto dispostas nas duas direções, ou a seguinte armação máxima em cada direção:

Para lajes expostas a escoamento .....  $\varnothing$  20mm cada 20cm  
ou  $\varnothing$  25mm cada 25cm  
Para lajes expostas a subpressão e pressão de percolação ....  $\varnothing$  20mm cada 30cm  
Para fundações secas .....  $\varnothing$  12,5mm cada 30cm

√ Paredes 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 ou no máximo uma barra de diâmetro 20mm, cada 30 cm, em cada direção.

A armação na face oposta será calculada como se não houvesse rocha, exceto nos casos especiais onde a estrutura está ancorada na rocha.

### 8.6.6 Espaçamento dos Drenos

Os drenos no interior das barragens de concreto tem a finalidade de interceptar as eventuais percolações, visando:

- ⇒ evitar pressões intersticiais elevadas decorrentes da água de infiltração que possam induzir tensões prejudiciais no concreto;
- ⇒ detectar defeitos de construção do concreto no final da obra, tais como deficiências de vibração, juntas de construção permeáveis, etc., para seu reparo antes do enchimento do reservatório;
- ⇒ detectar, durante toda vida útil da barragem, a formação de fissuras na parte de montante dos blocos comunicando os drenos com o reservatório.

Usualmente prevê-se uma linha de furos de drenagem com diâmetro entre 75 e 200 mm a cada 3 metros entre si, no interior do concreto, em blocos de gravidade, ou no

interior das cabeças de montante, em blocos de contraforte ou de gravidade-aliviada. Estes drenos deverão ficar localizados próximo ao paramento de montante. O espaçamento, localização e diâmetro dependem das características geométricas dos blocos e das propriedades do concreto, especialmente sua permeabilidade e resistência.

Esses drenos, cuja localização em relação à face de montante varia de 6 a 12% do comprimento total da base, devem se estender desde a fundação até a proximidade da crista, onde a pressão d'água é reduzida (usualmente até a galeria mais próxima da crista), enquanto que os drenos de junta entre blocos ( $\varnothing = 100$  a 250 mm) devem se estender até a crista dos blocos.

Antes do enchimento do reservatório esses drenos deverão ser submetidos individualmente a um teste de pressurização, preenchendo-os completamente com água, para permitir a detecção de eventuais infiltrações, oriundas de imperfeições no concreto, condicionadas geralmente à presença de juntas permeáveis entre camadas de concretagem e à fissuras internas no concreto, permitindo seu tratamento antes de se efetuar o enchimento, melhorando o desempenho futuro da barragem.

No caso de barragem com dreno inclinado para a montante (acompanhando o paramento) sem possibilidade de interligação direta entre a galeria inferior e a crista (ou galeria superior), a saída inferior desses drenos deve ser detalhada de maneira a se evitar curvas com ângulos fechados, devendo-se prever dispositivos ou geometria que facilite a remoção de eventuais obstruções, causadas pela queda de materiais durante a construção.

## 8.7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Langendonck, Telemaco Van - Cálculo de Concreto Armado, Vol I e II, Editora Científica - Rio de Janeiro;
2. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas – Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Engenharia Civil de Geração – Belo Horizonte – Maio/1994;
3. NÚCLEO REGIONAL DE SÃO PAULO - COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. Guia básico de segurança de barragens. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Édile Serviços Gráficos e Editora Ltda. Belo Horizonte. 1999.
4. F. Leonhardt e E. Mönning – Construções de Concreto – Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado – Volume 2 – Editora Interciência.



## 9.1 GENERALIDADES

Este capítulo apresenta os critérios de projeto recomendados à pesquisa de materiais de construção e definição da seção transversal, das barragens de terra e de enrocamento. As indicações e critérios aqui recomendados são complementados pelos estabelecidos no capítulo 10: "BARRAGENS DE TERRA E DE ENROCAMENTO - DIMENSIONAMENTO". São considerados como critérios básicos que deverão ser particularizados para as condições específicas presentes em cada caso.

## 9.2 MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

### 9.2.1 Geral

Os estudos devem ser desenvolvidos de modo a maximizar a utilização, na própria obra, de todos os materiais provenientes das escavações obrigatórias, para construção do empreendimento. Caso aqueles materiais não apresentem características tecnológicas adequadas e volumes necessários para a aplicação nas diversas estruturas, serão utilizados solos e ou rochas de jazidas previamente pesquisadas.

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

Nas fases preliminares até os estudos de viabilidade, os volumes requeridos de cada tipo de material são ainda pouco definidos em função das múltiplas alternativas de projeto ainda possíveis, e do próprio desconhecimento das disponibilidades dos diversos materiais com os quais se pode contar.

Na fase final dos estudos de viabilidade e nos projetos básicos e executivos, as demandas já são definidas de forma mais precisa, devendo-se concentrar os estudos na caracterização tecnológica e econômica dos diversos materiais presentes, com o objetivo de especificar processos construtivos e características adquiridas para o produto final.

Desta forma a pesquisa de materiais de construção nas fases iniciais do projeto, deve prever limites bem amplos de possibilidades, baseados em um estudo geológi-

co preliminar que indica o modelo da região e da área em que se insere o aproveitamento, fornecendo indicações de locais potenciais de obtenção de materiais impermeáveis, materiais granulares permeáveis, pedreiras, etc. Este modelo complementado por amostragens piloto permite visualizar a origem, localização, distribuição e prováveis volumes dos diversos materiais presentes.

A experiência existente com materiais semelhantes utilizados em outras obras, fornecerá indicações para definição dos principais aspectos a pesquisar nos programas de investigação e ensaios e principalmente na intensidade com que os estudos serão necessários.

### 9.2.2 Balanço de Materiais

Um planejamento consistente para implantação do empreendimento exige estudos adequados de balanço de materiais, visando sua utilização de acordo com os locais de origem e aplicabilidade compatível com as etapas de construção e o cronograma executivo.

Os volumes correspondentes deverão ser previstos considerando fatores usuais de perdas e relação corte/aterro.

Para fins orientativos, apresenta-se a seguir valores de perdas pelas diversas aplicações dos diversos materiais nas obras do empreendimento, para as fases iniciais de projeto.

- ⇒ Perdas durante a escavação e manuseio da rocha, incluindo estoques intermediários e folga para compensações de variações topográficas e das deformações do aterro : 10% .
- ⇒ Perdas durante o lançamento de enrocamento em pré-ensecadeiras : 20%.
- ⇒ Perdas durante a britagem de transições e agregados : 15%.

Estes valores deverão ser adaptados às características peculiares de cada empreendimento, sobretudo à natureza geológica do maciço rochoso, à experiência obtida em obras similares, e à intensidade de estoques intermediários.

Para o coeficiente entre o peso de material rochoso no aterro e o peso do material rochoso "in-situ" poderá ser adotado o valor de : 1,20.



Para fins de balanceamento dos solos provenientes das escavações obrigatórias, as perdas serão função da incidência das condições desfavoráveis para aproveitamento: ocorrência de matacões, nível d'água, solos de características desfavoráveis. Para uma primeira avaliação poderá ser adotado o valor de perdas de 10%, e um fator de empolamento de 1,30 (relação entre o peso específico do aterro e o peso específico "in-situ") .

Desse modo o balanceamento deve ser elaborado com procedimentos dinâmicos e evolutivos com o projeto desde os estudos preliminares até o final da execução da obra.

A elaboração do projeto deve levar em conta a possibilidade de utilização de materiais não investigados previamente, principalmente nos aterros, através de seu zoneamento. Esta previsão visa proporcionar maior flexibilidade no balanço de materiais perante as adaptações de obra devido a modificações eventuais de arranjo, forma geométrica ou dimensões das estruturas, além da possível constatação de que alguns materiais se apresentem com características tecnológicas e em quantidades diferentes daquelas pré-determinadas.

Durante a fase de projeto executivo os estudos de balanceamento devem sofrer ajustes constantes de modo a equilibrar a origem e o destinos dos materiais. Estoques intermediários devem ser evitados e, apenas considerados se houver necessidade, de acordo com as etapas de construção e cronograma executivo.

### **9.2.3 Materiais para Zonas Impermeáveis**

#### √ Definições

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 adequado de material de granulometria fina. Entretanto materiais cuja granulometria contém, além dos solos de fração fina, materiais arenosos e mesmo materiais granulares grossos, dependendo da proporção presente, se constituem em materiais vantajosos por possuírem, além de baixa permeabilidade, baixa compressibilidade, alta resistência ao cisalhamento e boa trabalhabilidade.

Desta forma, embora os solos mais comumente procurados para as zonas de vedação sejam os argilosos e os siltosos, a pesquisa deve considerar também os materiais com fração grossa ou mesmo solos de alteração com blocos ou fragmentos de rochas.

#### √ Amostragem

Para cada fase do projeto a amostragem deve ser feita simultaneamente às investigações geológico-geotécnicas e deverá considerar a representatividade das amostras perante a variabilidade dos materiais. Jazidas homogêneas poderão ser amostradas para a condição média das características dos materiais. Jazidas cujos materiais tenham grande variabilidade deverão ser amostradas para as condições extremas além da condição média.

A amostragem para a realização de ensaios em uma fase mais avançada, deverá levar em consideração os processos de exploração previamente definidos, como por exemplo, a exploração em rampas, com a mistura das diversas camadas de solos.

Para cada jazida devem ser definidos o contorno geométrico e os volumes disponíveis dos diferentes tipos de materiais.

Durante a construção do empreendimento devem ser coletadas amostras deformadas e indeformadas nos aterros experimentais e definitivos, que serão submetidos a ensaios de laboratório.

#### √ Ensaios

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" (densidade e umidade naturais), de ensaios de caracterização e compactação em laboratório. Para todas as fases de projeto a quantidade de cada tipo de ensaio será função do conhecimento prévio de materiais semelhantes e da provável homogeneidade/heterogeneidade das jazidas.

Os resultados destes ensaios definirão as características dos solos presentes, sua variabilidade e distribuição ao longo da jazida. Permitirão o zoneamento das jazidas em parcelas consideradas "homogêneas".

Os ensaios a serem executados deverão reproduzir em laboratório as condições de campo. Com este objetivo as condições a serem especificadas para as zonas impermeáveis, serão testadas em laboratório, para cada material típico, investigando a influência nos resultados, das variações de condições de moldagem, (desvio de umidade e grau de compactação). Serão levados em consideração na programação dos ensaios, os resultados de pesquisas já publicadas na literatura técnica pertinente sobre o comportamento de materiais semelhantes a fim de minimizar-se o número de ensaios a executar.

Durante o período construtivo, devem ser realizados ensaios "in situ" e em amostras representativas retiradas de aterros experimentais e definitivos, visando a comparação com os resultados obtidos de amostras compactadas em laboratórios.

⇒ *Teor de umidade e densidade "in situ"*.

Serão feitas determinações de umidade e densidade durante a própria escavação dos poços de investigações nas jazidas através de ensaios "in situ", ou de laboratório sobre amostras indeformadas. Estas determinações visam a obtenção de parâmetros para previsão de volumes e avaliação das condições dos materiais "in situ".

O controle sazonal de umidade deve ser realizado durante todas as fases de projeto, inclusive durante o período construtivo.

⇒ *Caracterização*

A caracterização em laboratório dos diversos materiais de cada jazida ou mesmo de aterros experimentais, deve ser obtida através da realização de ensaios de granulometria, limites de consistência e determinação da densidade real dos grãos.

Os resultados dos ensaios de caracterização fornecerão subsídios para a definição dos tipos de material de cada jazida ou aterros em construção.

⇒ *Compactação*

Serão procedidos ensaios de compactação em laboratório objetivando a obtenção de parâmetros a serem utilizados no dimensionamento das estruturas de aterro e na elaboração das especificações técnicas de construção.

⇒ *Permeabilidade*

Os ensaios fornecerão subsídios para os estudos de percolação e devem ser efetuados em amostras compactadas em laboratório de modo a representar as várias condições de moldagem.

Durante o período construtivo devem ser programados ensaios de permeabilidade "in situ" em aterros experimentais e definitivos utilizando-se o método de Matsuo ou outros de qualidade compatível, além de ensaios de laboratório em permeâmetro de carga variável ou em células de adensamento edométrico sobre amostras indeformadas retiradas nos aterros mencionados.

Os ensaios de laboratório serão realizados em corpos de prova talhados nas direções vertical e horizontal, com ou sem influência do nível de tensões.

⇒ *Adensamento*

Para as fases iniciais de projeto, ensaios devem ser programados visando a determinação em laboratório das características de compressibilidade ou expansibilidade dos vários tipos de materiais em diferentes condições de moldagem. Estes ensaios, constituídos de adensamento unidimensional e triaxial isotrópico e anisotrópico, fornecerão os parâmetros para as análises de tensões e deformações.

Durante a fase construtiva devem ser previstos ensaios de laboratório em amostras indeformadas coletadas nos próprios aterros definitivos ou provisórios e, eventualmente ensaios "in situ" através de provas de cargas devidamente adaptadas para barragens.

⇒ *Compressão triaxial*

Os ensaios de compressão triaxial serão utilizados para obtenção de parâmetros de pressão neutra, de resistência em termos de tensões totais e efetivas e de deformabilidade, a serem adotados no dimensionamento das estruturas de aterro.

Os parâmetros de pressões neutras, para análises de estabilidade por tensões efetivas, poderão ser obtidos de ensaios programados com esta finalidade, procurando-se reproduzir as condições de carregamento de campo. Os ensaios do tipo PN e do tipo Ko poderão ser utilizados com esta finalidade. As condições de moldagem a serem testadas, deverão investigar a influência do desvio de umidade, bem como a influência do grau de compactação.

A determinação dos parâmetros de deformabilidade em laboratório poderá ser obtida através de ensaios triaxiais com trajetória de tensões simulando as condições de campo (PN,Ko).

Para obtenção de parâmetros de resistência para análise de estabilidade em final de período construtivo serão realizados ensaios, não adensados e não drenados com medida de pressões neutras, (Q ou UU) para as condições de moldagem escolhidas. Será dada ênfase à influência do desvio de umidade a exemplo do indicado para os ensaios de desenvolvimento de pressões neutras.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento a serem adotados nas análises de estabilidade para a condição de rebaixamento rápido do reservatório, serão determinados através de ensaios adensados não drenados e saturados (Rsat ou CUsat) com medidas de pressões neutras. Estes ensaios poderão ser complementados ou substituídos por adensados drenados saturados (Ssat ou CDsat).

Para medida direta em termos de tensões efetivas, a ser utilizada nas análises para a condição de percolação estável, conforme indicado no capítulo 10, poderão ser realizados ensaios adensados e drenados (S ou CD) para as zonas não saturadas e Ssat ou CDSat para as zonas saturadas do maciço. Entretanto os resultados destes ensaios poderão ser, eventualmente substituídos pelos ensaios R ou CU e Rsat ou CUsat com medidas de pressões neutras.

Durante a construção os mesmos tipos de ensaios devem ser procedidos sobre amostras indeformadas retiradas do maciço da própria barragem ou de aterro experimentais.

⇒ *Especiais*

Devem ser considerados especiais aqueles ensaios cujo objetivo é a determinação de possíveis características de dispersividade e erodibilidade dos solos das diversas jazidas.

Os ensaios serão realizados em laboratório e são constituídos de:

- ⇒ crumb test e análises granulométricas por peneiramento e sedimentação com e sem uso de agentes defloculantes para uma primeira indicação ;
- ⇒ ensaios utilizando o aparelho "PINHOLE TEST" e ensaio químico, quando necessários, ou seja, caso as granulometrias por sedimentação sem defloculante revelem a tendência dispersiva para qualquer um dos diversos materiais a serem utilizados em zonas impermeáveis dos aterros.

√ Seleção dos Parâmetros de Projeto

A seleção dos parâmetros de projeto deve ser estabelecida após interpretação cuidadosa de todo o conjunto de ensaios, procurando-se levar em consideração, na interpretação de cada ensaio, os resultados já conhecidos dos demais, bem como o confronto dos resultados obtidos com outros já relatados de materiais semelhantes.

Os parâmetros a adotar no projeto levarão em consideração a representatividade das amostras de solos ensaiados em relação ao universo dos solos disponíveis para utilização. Para as áreas, nas quais as características dos solos presentes possam ser consideradas homogêneas, os parâmetros a utilizar deverão ser os médios obtidos. Nas áreas heterogêneas, os resultados dos ensaios deverão ser considerados de forma compatível com a utilização destes materiais no zoneamento do maciço, estabelecendo parâmetros de projeto para cada zona da barragem em função da origem do solo a ser utilizado.

Os parâmetros de permeabilidade nas direções vertical e horizontal com ou sem a influência do nível de tensões serão selecionados após criteriosa análise dos resultados obtidos.

Os parâmetros de deformabilidade para análises pelo método dos elementos finitos serão obtidos após a comparação dos valores obtidos de várias fontes, tais como :

- ⇒ dos ensaios de laboratório com trajetória de tensão simulando as condições de campo (PN,Ko) ;
- ⇒ dos resultados obtidos através de ensaios "in situ" realizados, quando necessário durante a fase construtiva ;
- ⇒ da interpretação dos dados obtidos de instrumentação de obras construídas com materiais e condições semelhantes, ou da própria obra durante a construção.

Os parâmetros de projeto resultantes de ensaios sobre amostras moldadas em laboratório deverão ser confrontados com os obtidos de blocos indeformados retirados no maciço da própria barragem ou em aterros experimentais.

Os parâmetros de pressão neutra de construção obtidos dos ensaios de laboratório, deverão também ser confrontados com resultados de medidas de campo de obras semelhantes ou da própria obra através da instrumentação instalada logo no início da construção de modo a tornar possível a incorporação de resultados na reavaliação do dimensionamento das estruturas de terra.

Com base na interpretação dos resultados dos ensaios triaxiais serão selecionados os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas a serem adotados nas análises de estabilidade. Em casos particulares em que o comportamento do solo indicar a necessidade de análise por tensões totais (conforme exposto no capítulo 10), as envoltórias de resistência a adotar serão em termos de tensões totais, obtidas de ensaios não drenados.

#### **9.2.4 Materiais para Filtros e Transições**

√ Definições

⇒ *Materiais naturais*

São considerados como naturais 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*

São aqueles materiais produzidos artificialmente pelo beneficiamento de materiais naturais. Os tipos de beneficiamentos mais utilizados são: lavagem, peneiramento ou britagem.

√ *Materiais Naturais - Areias e Cascalhos*

⇒ *Programa de investigações de campo*

Para a caracterização dos materiais naturais existentes, serão realizadas investigações de campo através de varejão, sondagens com amostragem e eventualmente dragagem.

O espaçamento entre os pontos de investigação serão fixados em função do modelo geológico, da homogeneidade dos materiais presentes, da fase dos estudos e do volume dos depósitos.

⇒ *Caracterização de volumes disponíveis*

Para a caracterização dos volumes disponíveis em jazidas situadas no leito do rio, será considerada a necessidade de verificação das alterações anuais durante o período de cheias, que tendem a alterar tanto os volumes como as granulometrias presentes. Também o esquema de desvio do rio poderá trazer alterações nos volumes das jazidas em determinadas etapas da obra.

Para as fases iniciais de projeto, os volumes a serem pesquisados para zonas drenantes da barragem deverão envolver pelo menos o dobro do volume necessário.

A pesquisa de areias poderá ser feita em uma mesma campanha para utilização tanto em concreto como para a barragem de terra e de terra-enrocamento.

Deve ser definido o contorno geométrico dos volumes disponíveis em cada jazida.

⇒ *Caracterização geológico – geotécnica*

A caracterização geológica deverá compreender a descrição dos tipos de materiais existentes, a mineralogia, origem, espessura dos depósitos, a alternância textural, a posição do lençol freático e características do capeamento estéril.

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

Estes dados deverão ser apresentados na forma de perfis, seções e plantas complementados por um texto descritivo.

⇒ *Tipos de ensaios*

Na definição dos tipos e quantidade de ensaios, 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 os locais previstos para sua utilização.

Em seguida estão relacionados os ensaios a serem executados nas areias e cascalhos:

- ⇒ análise mineralógica;
- ⇒ granulometria ;
- ⇒ permeabilidade ;
- ⇒ compactidade (densidade máxima, mínima e natural) ;
- ⇒ teores de matéria orgânica e torrões de argila ;
- ⇒ densidade dos grãos ;
- ⇒ índice de forma .

Deverão ser estimados parâmetros de resistência e deformabilidade das areias. As areias deverão atender aos critérios de filtro e de dreno, indicados no capítulo 10. Além disso, deverão ser investigadas características específicas das areias que possam influir no desempenho dos filtros e transições dos maciços.

√ *Materiais Processados*

Os materiais processados poderão ser aplicados quando sua economicidade superar a dos materiais naturais ou no caso destes não atenderem às características requeridas ou não estiverem disponíveis em quantidades suficientes.

⇒ *Fontes de materiais*

As principais fontes de materiais processados, não naturais, são os materiais de escavação obrigatória ou os obtidos de pedreiras. Estes podem contribuir como fonte de materiais para filtros e transições na forma de areia artificial, britas, "bica corrida" separada por "grizzly" ou "bica corrida" do britador primário.

⇒ *Balanceamento de materiais*

A identificação de disponibilidade de materiais processados deve ser verificada através de estudo de balanceamento dos materiais de escavação.



Os volumes correspondentes deverão ser estimados considerando os fatores usuais de perdas e relação de volumes corte/aterro.

Preliminarmente o fator a considerar para rochas duras é de 1,3 vezes o volume no corte para obtenção do volume do material processado colocado no maciço.

⇒ *Amostragem e ensaios*

A amostragem para ensaios de materiais processados deverá ser feita por coleta em sondagens, das escavações ou das pilhas de estoque, de modo a possibilitar a execução de ensaios de análise mineralógica, permeabilidade, densidade, absorção e ciclagem natural e acelerada.

Para obtenção de dados sobre a proporção a ser obtida, de cada graduação de britas, para o balanceamento, deverão ser utilizadas curvas de britagem obtidas de obras com materiais semelhantes e da própria obra.

Nos casos em que é importante a definição de características do material britado, tanto em proporção como em caracterização tecnológica, poderão ser utilizados ensaios de britagem, providenciando-se um desmonte de rocha no local e transportando-se o material para um local onde exista uma central de britagem em funcionamento.

Esta providência pode ser adotada quando o programa de estudos de tecnologia de concreto também necessita de um grande volume de amostras de rocha para britagem.

⇒ *Seleção de parâmetros de projeto*

Os parâmetros de projeto correspondentes aos materiais processados para filtros e transições deverão ser obtidos de obras de condições semelhantes e comprovados no decorrer da própria obra.

### **9.2.5 Enrocamentos**

√ Fontes de Materiais para Enrocamentos

Os enrocamentos serão obtidos preferencialmente de escavações em rocha, obrigatórias para implantação de estruturas.

Eventualmente quando estes volumes não forem suficientes e/ou não atenderem à qualidade exigida, serão então necessárias explorações de pedreiras.

### √ Investigações de Pedreiras e Materiais de Escavações

As investigações para enrocamento proveniente de pedreiras ou de escavações obrigatórias serão programadas de forma semelhante. A diferença básica é que no caso de pedreiras será possível escolher os materiais de características mais próximas das desejadas e no caso das escavações serão aproveitados os materiais que estiverem disponíveis.

O tipo principal de investigação será a sondagem rotativa. Outras investigações poderão também ser utilizadas tais como poços, trincheiras e métodos geofísicos caso as sondagens rotativas não forneçam informações suficientes para a elaboração do modelo geológico e caracterização geológico-geotécnica dos materiais pesquisados.

### √ Estimativa de Volumes

A estimativa de volumes deverá ser realizada levando em consideração o volume medido e o volume inferido.

A relação volume medido e volume inferido dependerá do nível de conhecimento do modelo geológico-geotécnico.

O volume total disponível cubado, será o volume necessário mais uma percentagem correspondente a perdas durante a exploração. Deve ser deixada uma folga de volumes investigados em relação aos volumes requeridos de pelo menos 50%.

### √ Caracterização Geológica

A caracterização geológica deverá compreender a descrição detalhada dos tipos litológicos existentes, textura, cor, compartimentação do maciço rochoso (sistemas de juntas, espaçamento, características da superfície do contato), decomposição dos constituintes mineralógicos e caracterização do capeamento.

A caracterização geológica deverá ser apresentada principalmente na forma de perfis, seções e plantas, complementada por um texto descritivo.

### √ Caracterização Geotécnica

A caracterização geotécnica deverá compreender a descrição detalhada dos diversos estágios de decomposição do maciço rochoso, os graus de resistência ou

dureza e de fraturamento, a recuperação de sondagens e outros parâmetros julgados de interesse.

A caracterização geotécnica deverá ser apresentada em conjunto com a caracterização geológica na forma de perfis, seções e plantas, complementada pelo texto descritivo.

#### √ Tipos de Ensaios

Os tipos e quantidades de ensaios a serem executados dependerão do tipo de obra a ser construída, 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 e da possibilidade de caracterização táctil-visual.

A seguir estão relacionados os ensaios comumente executados em rocha:

- ⇒ análise petrográfica;
- ⇒ massa específica;
- ⇒ ciclagem natural;
- ⇒ ciclagem água/estufa;
- ⇒ ciclagem pelo etilenoglicol;
- ⇒ abrasão Los Angeles;
- ⇒ fator de forma;
- ⇒ resistência a compressão simples;
- ⇒ resistência a compressão puntiforme;
- ⇒ britagem experimental.

Eventualmente poderão ser construídos aterros experimentais onde serão executados:

- ⇒ granulometria antes e após a compactação;
- ⇒ densidade "in situ".

Os métodos dos ensaios poderão ser aqueles indicados na literatura técnica nacional e internacional ou com as modificações de interesse.

## √ Seleção de Parâmetros de Projeto

Os parâmetros de projeto dos enrocamentos deverão ser estabelecidos a partir de resultados de obras já construídas em condições similares, ou da própria obra durante a construção.

A densidade será obtida de obras similares considerando o mesmo tipo de material, em condições semelhantes de alteração, fraturamento e energia de compactação.

A deformabilidade será obtida considerando resultados de instrumentação da própria obra durante a construção ou de obras semelhantes obtendo-se os módulos de deformação levando em consideração o tipo de rocha, espessura de camada e energia de compactação.

Da mesma forma a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos compactados poderão ser obtidos de ensaios executados em outras obras com as devidas adaptações às condições vigentes ou da própria obra. Para o caso da resistência, algumas pesquisas indicam meios de correlacionar a resistência do enrocamento com a resistência obtida em laboratório com materiais mais finos guardadas certas proporções de granulometria.

### 9.3

#### DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES TÍPICAS DAS BARRAGENS

##### 9.3.1 Fatores que Influenciam a Escolha da Seção

A escolha da seção mais adequada será feita com base nos aspectos de :

- ⇒ características dos materiais;
- ⇒ disponibilidade e economicidade dos materiais;
- ⇒ condições climáticas e trabalhabilidade;
- ⇒ cronograma de construção;
- ⇒ esquema de desvio;
- ⇒ características geológicas e topográficas da fundação;
- ⇒ integração ao arranjo geral.

## √ Características dos Materiais

A princípio todos os materiais disponíveis deverão ser considerados como potencialmente utilizáveis na seção da barragem. O projeto deverá prever um adequado zoneamento de modo a garantir a estabilidade com economia.

Eventualmente, caso qualquer material não apresente características tecnológicas e de trabalhabilidade adequadas, poderá ser lançado em áreas de botafora desde que não possam ser aplicados mesmo em aterros provisórios e/ou auxiliares.

#### √ Disponibilidade e Economicidade dos Materiais.

Como os materiais provenientes de escavação, com possibilidade de aplicação direta na Barragem, são em geral os mais econômicos, estes serão os primeiros a serem considerados para a seção transversal da Barragem.

Os materiais de empréstimo a serem considerados, terão preferência pela sua localização, sendo em princípio, os mais próximos da barragem os que deverão apresentar maiores vantagens. Serão levados em conta ainda a posição das jazidas, etapa de exploração e cota em relação à da Barragem .

A declividade dos taludes tem uma influência preponderante no custo, razão pela qual nestes casos os materiais que possibilitam taludes mais íngremes podem ser os mais indicados, mesmo em confronto com outros situados em posição mais próxima dos locais de lançamento, ou até mesmo aqueles extraídos de escavação comum obrigatória

#### √ Condições Climáticas e Trabalhabilidade

As condições climáticas do local serão levadas em consideração na escolha das seções das barragens já que em regiões de chuvas intensas a produtividade cai e o número menor de dias trabalháveis poderão exigir maior intensidade de uso de equipamento, tornando mais alto o custo unitário de aterro compactado. Nestes casos os materiais que não exijam tempo seco para lançamento serão considerados por serem mais competitivos em custo.

A condição "In situ" dos materiais será considerada pela sua influência na trabalhabilidade. Materiais muito úmidos, ou muito secos exigirão correção de umidade que poderão colocá-los em desvantagem econômica e de prazos de execução na comparação com outros materiais alternativos. Dificuldades maiores de escavação e transporte também serão levados em consideração nesta comparação.

#### √ Cronograma de Construção

O tempo requerido para construção deverá ser levado em consideração de acordo com os vários aspectos das etapas de construção, reaproveitamento de materiais,

necessidade de estoques intermediários, etc. Esta comparação deverá ser feita mediante o desenvolvimento de um estudo completo de arranjo geral, seqüência construtiva, prazo de construção, balanço de materiais, desembolso, vantagens financeiras de antecipações, de redução de prazos e/ou adiantamento de desembolsos. A comparação de custos globais indicará o cronograma e metodologia executiva mais vantajosa.

#### √ Esquema de Desvio

A influência do tipo de barragem no esquema de desvio será considerada levando em conta as facilidades que certos tipos de barragens introduzem por permitirem maior risco e portanto esquemas de desvio mais econômicos.

A etapa de construção da barragem associada ao problema da travessia do rio, poderá tornar mais caro o reaproveitamento de materiais de escavação pela necessidade de pilhas de estoque intermediárias. Assim, o esquema de desvio levará em consideração a possibilidade de aplicação direta dos materiais e eventualmente será adaptado à obtenção de uma barragem mais econômica. Reciprocamente a seleção da seção transversal da barragem deverá levar em consideração as condicionantes de etapas de construção introduzidas pelo esquema de desvio.

#### √ Características Geológico-Geotécnicas e Topográficas da Fundação

A seleção econômica das seções das barragens será feita com base nas características geológicas da fundação, considerando principalmente o aspecto resistência que poderá condicionar a declividade dos taludes da barragem. A utilização de taludes mais íngremes, possibilitada pelo uso de enrocamentos, exigirá melhores características de resistência dos materiais de fundação.

Aspectos de deformabilidade e permeabilidade também poderão influenciar a escolha já que a barragem de seção homogênea impõe menor grau de exigência também nestes dois aspectos.

Também os aspectos topográficos poderão ter influência na escolha das seções das barragens, já que grandes irregularidades poderão favorecer a escolha da seção que melhor convive com os efeitos destas irregularidades.

## √ Integração ao Arranjo Geral

As seções das barragens serão selecionadas considerando a sua integração à disposição das demais estruturas. O custo das interligações entre estruturas diversas deverá ser minimizado.

A escolha das seções deverá ser feita considerando soluções que permitam o máximo aproveitamento das estruturas para as diversas finalidades da obra e a possibilidade de redução de volumes de escavações dos circuitos hidráulicos.

Uma vez que existirão várias soluções tecnicamente viáveis a definição das seções será feita pelo critério do menor custo global, de todas as estruturas.

O processo de seleção da melhor alternativa deve ser iterativo, iniciando-se pela consideração das diversas soluções possíveis e por eliminação chega-se à solução mais viável a ser adotada.

### 9.3.2 Barragem de Seção Homogênea

A barragem de seção homogênea terá como características principais :

- ⇒ Seção em solo compactado. Zoneamento da seção aproveitando-se os materiais mais permeáveis nos espaldares devidamente protegidos principalmente contra o efeito de erosões superficiais e os menos permeáveis na zona central. Deverão ser considerados, para definição do zoneamento dos materiais, suas características tecnológicas, a sua seqüência e época de escavação e de aproveitamento.
- ⇒ O sistema de drenagem interna deverá prever filtro vertical ou inclinado, tapete drenante junto à fundação e dreno de pé conforme indicado no capítulo 10.
- ⇒ A necessidade de introdução de juntas de construção deverá ser determinada em função do planejamento da obra. O número e posição das juntas serão obtidos por um lado pela necessidade de minimizá-las e por outro pela necessidade de distribuir os volumes lançados de modo a obter um histograma mais homogêneo de produção que levará a mobilização de um menor número de equipamentos resultando em menores custos de construção.
- ⇒ A largura da crista é função da segurança e do processo construtivo, devendo ser adotada de maneira geral a mínima necessária para o

tráfego de veículos nos dois sentidos. Como critério básico, deverá ser adotada a largura de 10 m. Para diques, deverá ser adotada uma largura mínima de 7 m.

- ⇒ A declividade dos taludes deve ser definida considerando a variação do nível do reservatório e também em função das características tecnológicas dos materiais de construção dos aterros e das fundações.
- ⇒ Como a barragem de seção homogênea tem taludes mais brandos o nível de sollicitação da fundação é menor, sendo o tipo de barragem que mais facilmente se adapta a qualquer tipo de fundação, com os menores custos.

### 9.3.3 Barragem de Terra-Enrocamento

Os fatores que concorrerão para a escolha de uma barragem de seção mista terra e enrocamento serão:

- ⇒ disponibilidade de enrocamento proveniente de escavações obrigatórias;
- ⇒ fundações de boa resistência para garantir a estabilidade de taludes mais íngremes da barragem;
- ⇒ seções de maiores alturas da barragem permitirão grandes reduções dos volumes totais em função da declividade dos taludes.

A disposição dos diversos materiais na seção deverá ser feita de modo a concorrer para uma melhor compatibilização de deformações entre o núcleo, as transições e enrocamento dos espaldares.

A largura da crista deverá ser de no mínimo 10 m para atender, além da segurança, a viabilização dos processos construtivos que envolvem uma diversidade de materiais de filtros, transições etc...

A largura mínima do núcleo impermeável deverá ser de  $0,3 H$ , onde  $H$  corresponde à altura da carga hidráulica do reservatório. No topo da barragem, essa largura deverá ser de no mínimo 3,0 m, em função de aspectos construtivos.

### 9.3.4 Barragens de Enrocamento com Face de Concreto

Estas barragens devem ser encaradas como estruturas com grandes vantagens de custo, principalmente quando se trata de um vale encaixado e em regiões de alta



pluviosidade, condições de fundações boas, e principalmente, no caso em que as escavações requeridas, para as estruturas de concreto e de desvio, passam a produzir o volume de enrocamento necessário para a execução da barragem. Outras circunstâncias favoráveis a este tipo de barragem são:

- ⇒ Ausência ou escassez de solos argilosos para execução de um núcleo impermeável;
- ⇒ Jazidas de solos argilosos muito distantes do local de implantação da barragem, tornando a mesma anti-econômica;
- ⇒ Jazidas de solos argilosos com teores de umidade natural muito elevados.

Para este tipo de barragem, o ponto mais importante da fundação será a linha de projeção do talude de montante onde repousa o plinto ou laje "cut-off", que em conjunto com a laje do paramento de montante, serão responsáveis pelo barramento d'água.

Em termos econômicos, a escolha entre uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso e uma com face de concreto deverá levar em consideração numerosos fatores:

- ⇒ volume dos enrocamentos;
- ⇒ eventual redução das obras de desvio, etc;
- ⇒ elementos de vedação ;
- ⇒ eventual redução do prazo de construção no caso de uma barragem com face de concreto.

A evolução das técnicas de projeto bem como dos equipamentos de compactação pesados têm tornado as barragens de enrocamento com face de concreto extremamente competitivas com relação às de núcleo argiloso impermeável.

A qualidade do enrocamento depende de vários fatores sendo os principais: a qualidade da rocha, a granulometria do enrocamento e o método de compactação. Portanto, para obter o mais alto módulo de deformabilidade possível, deve-se escolher uma rocha sã e resistente bem como adotar processos de construção que forneçam enrocamentos bem graduados e compactados.

**9.4**  
**REFERÊNCIAS**  
**BIBLIOGRÁFICAS**

1. CEMIG Companhia Energética de Minas Gerais – “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas ” (1994)
2. Cedergreen, H. R. (1977) “Seepage, Drainage, and Flow Nets”. John Wiley and Sons.
3. Bishop, A . W. (1952) “The Stability of Earth Dams”- PHD Thesis, University of London.
4. Seed, H. B. (1973) “Stability of Earth and Rock-fill Dams During Earthquakes”, Embankment – Dam Engineering – Casagrande Volume
5. Sherard, Woodward, J. R. Gizienski, S. F. e Clegenver W. A. (1963) “Earth and Earth – Rock Dams”- Wiley.
6. Bishop, A . W. e Henkel, D.J. (1962) “The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test” 2 nd Edition, Arnold, London.
7. Seepage Control - EM – 1110-2-1901 - U.S. Army Corps of Engineers
8. Design manual EM – 1110-1-1902 – Stability of Earth and Rockfill Dams – U.S. Corps of Engineers

**10.1**  
**GENERALIDADES**

As indicações e critérios recomendados a seguir são complementares aos estabelecidos no capítulo 9 "BARRAGENS DE TERRA E DE ENROCAMENTO - CONCEPÇÃO". São considerados como critérios básicos devendo ser particularizados em cada caso para as condições específicas presentes. Os itens 10.2 a 10.5 referem-se às barragens homogêneas e de terra-enrocamento e o item 10.6 refere-se exclusivamente à barragem de enrocamento com face de concreto.

**10.2**  
**ANÁLISES DE**  
**PERCOLAÇÃO**

**10.2.1 Análises de Fluxo pelo Maciço e Fundação**

As análises de percolação tem por objetivo prever a distribuição de pressões e o valor das vazões no maciço, nas 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.

√ 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, às vezes tri-dimensional, 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 .

No caso dos maciços de aterro, o modelo hidrogeotécnico é uma consequência evidente da sua seção tipo e das características hidrogeotécnicas especificadas para cada material. Para as fundações, ombreiras e eventuais selas laterais, o estabelecimento do modelo é em geral mais complicado, função da maior ou menor complexidade das condições geológicas. O programa de investigações geotécnicas deve ser executado tendo sempre em conta a necessidade de estabelecer também o modelo hidrogeotécnico aqui definido.

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 deverão ser devidamente ajustados para o nível de tensões efetivas atuantes na fundação e no maciço, bem como consideradas eventuais anisotropias no seu valor.

As análises de percolação serão realizadas para as condições de reservatório em operação e de rebaixamento rápido. Para a condição de reservatório em operação, o nível d'água de montante será o máximo normal. Para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem (maiores valores de vazão), o nível d'água de jusante será o nível mínimo a jusante da barragem. Para as análises de estabilidade, o nível de jusante a ser considerado será o que fornecer a combinação mais desfavorável de carregamento.

Para a condição de rebaixamento rápido as análises de percolação considerarão os níveis d'água máximo e mínimo normal do reservatório.

#### √ Métodos de Análise

A definição de gradientes, pressões neutras e vazões poderá ser obtida pelo traçado de redes de fluxo ou através de soluções analíticas.

Soluções numéricas, como as obtidas através do método dos elementos finitos, poderão ser utilizadas para o acesso aos valores dos potenciais e velocidades de fluxo para o dimensionamento dos sistemas de drenagem e impermeabilização e cálculos de estabilidade. Outras técnicas como diferenças finitas e modelagem eletro-analógica poderão também ser empregadas.

## 10.2.2 Dimensionamento de Sistemas de Drenagem

Para barragens de terra de seções homogêneas, o sistema de drenagem interna será constituído, por filtros verticais ou inclinados e sub-horizontais conjugados, além de drenos de pé. O filtro vertical (ou inclinado) deverá ter seu topo na cota correspondente ao nível d'água máximo maximorum do reservatório.

Casos excepcionais, envolvendo sistemas favoráveis de solicitação e de menor responsabilidade poderão dispensar os filtros vertical e/ou sub-horizontal contínuos substituído(s) por um sistema de drenos de pé e de fundação. Ressalta-se entretanto a importância dos filtros verticais nos diques de selas, mesmo que de pequena altura.

No caso de barragens de seção mista, o sistema de drenagem interna será constituído por camadas filtrantes e o espaldar de enrocamento de jusante.

Os sistemas de drenagem na fundação consistirão, onde pertinente, de trincheiras drenantes e poços de alívio espaçados regularmente a jusante, além do próprio filtro/dreno sub-horizontal do maciço, com o objetivo de controlar gradientes hidráulicos de saída a jusante da barragem e de reduzir as subpressões.

As espessuras e distribuição das camadas drenantes deverão ser verificadas para a vazão obtida nas análises de percolação considerando um coeficiente de segurança de no mínimo 10.

A segurança poderá ser introduzida também através da majoração dos valores dos parâmetros de permeabilidade dos extratos de fundação associada à minoração dos valores de permeabilidade dos materiais drenantes.

Para o caso do filtro/dreno sub-horizontal em contato com a fundação, a vazão a ser considerada incluirá a contribuição dos fluxos pelo maciço e pela fundação.

Os seguintes valores podem ser considerados como mínimos para os dispositivos de drenagem, por razões construtivas:

- ⇒ filtro vertical ou inclinado: 0,60m
- ⇒ filtro sub-horizontal: espessura de 0,25m
- ⇒ trincheira drenante de fundação: largura 0,60m
- ⇒ poços de alívio: diâmetro de 0,10m

- ⇒ transições a jusante de núcleo: largura de 0,60m
- ⇒ transições em drenos de pé: largura de 0,40m

O dimensionamento hidráulico do filtro sub-horizontal será efetuado aplicando-se diretamente a lei de Darcy, ou considerando a teoria de Dupuit. Poderá também ser utilizado o Método dos Elementos Finitos (MEF) incorporando o próprio filtro nas análises de percolação.

Em qualquer caso a posição da linha de saturação do filtro sub-horizontal terá influência nas análises de estabilidade do talude de jusante.

Caso necessário poderão ser utilizados filtros horizontais de camadas múltiplas (filtro "sanduíche") de materiais drenantes de diferentes granulometrias, devidamente dimensionados.

No dimensionamento final, às espessuras requeridas pela capacidade drenante serão adicionadas espessuras que serão consideradas contamináveis pelo material de base (material a ser protegido).

Os poços de alívio a jusante da barragem, serão adotados nos casos em que possam ocorrer subpressões elevadas na fundação.

### 10.2.3 Dimensionamento de Transições

No dimensionamento poderão ser utilizados, a princípio, os critérios convencionais de transicionamento granulométrico dos materiais adjacentes, 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 médio 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 não coesivos passando na peneira 200 inferior a 5%. Deverá atender também o critério

$$D_{15}/d_{15} > = 5$$

A transição entre solos argilosos (percentagem que passa na peneira nº 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 serão utilizados na escolha dos materiais a serem utilizados.

As curvas granulométricas dos materiais granulares de base e de filtro deverão ser, na medida do possível, aproximadamente paralelas.

Na hipótese de não ser viável técnica e/ou economicamente a obtenção de materiais que satisfaçam os requisitos acima, dever-se-á proceder a estudos e ensaios de laboratório com o objetivo de modificar ou abrandar as condições exigidas.

#### 10.2.4 Dimensionamento de Sistemas de Impermeabilização

Os dispositivos de impermeabilização de fundação poderão incluir trincheiras impermeáveis (cut-offs de solo compactado, paredes diafragma, trincheiras de lama, etc), cortinas de injeção e tapetes impermeáveis, com o objetivo de reduzir vazões pela fundação e gradientes de saída a jusante, podendo estar combinados com sistemas de drenagem.

O dimensionamento será efetuado a partir de análises de percolação considerando os diferentes tipos de materiais de fundação e aterro envolvidos, com suas respectivas permeabilidades, podendo estar combinados com sistemas de drenagem.

Será considerado no dimensionamento, o efeito do septo na redução de vazão e/ou sub-pressão a jusante do mesmo.

## **10.3** **ANÁLISE DE** **ESTABILIDADE AO** **ESCORREGAMENTO**

### **10.3.1 Consideração dos Esforços Solicitantes e Resistentes**

As análises deverão ser feitas por tensões efetivas considerando os parâmetros de pressão neutra conforme indicado no item 10.3.3. Como exceção a este critério, no caso em que a análise envolver materiais cujo comportamento em termos de desenvolvimento de pressões neutras se assemelhar ao do tipo apresentado pelas argilas plásticas saturadas e, de modo geral, dos solos que tendem a contrair durante o cisalhamento a análise deverá ser feita por tensões totais.

### **10.3.2 Casos de Carregamento**

Para garantia de estabilidade ao escorregamento dos taludes da barragem, os mesmos deverão ser verificados nas seguintes condições de carregamento:

- ⇒ final de construção
- ⇒ rebaixamento rápido
- ⇒ percolação estável
- ⇒ sísmica

Em casos específicos, poderá ser necessária a verificação de condições de carregamento intermediário como, por exemplo, nos casos de necessidade de bermas de equilíbrio em estágios de construção em que estas não tenham sido ainda construídas, ou nos casos de escavações no pé do talude já lançado da barragem.

### **10.3.3 Parâmetros e Considerações de Análise**

Os parâmetros de pressão neutra e de resistência ao cisalhamento dos diversos materiais envolvidos nas análises de estabilidade, deverão ser obtidos de ensaios de laboratório programados para representar, o mais proximamente possível, as condições de carregamento de campo, especialmente no caso dos parâmetros de pressão neutra para análises por tensões efetivas e de resistência para análises de tensões totais.

Especial atenção deverá ser dada a solos de comportamento do tipo "strain softening" que condiciona a problema de rutura progressiva, na presença de uma desuniformidade do estado de tensões.

No caso de enrocamento, quando não for possível a realização de ensaios, serão utilizados valores obtidos em outros locais, com materiais semelhantes devidamente adaptados às condições vigentes no caso em análise.



Quando não for possível a utilização de métodos que utilizem diretamente as envoltórias curvas de resistência, poderão ser feitas variações nos valores dos ângulos de atrito em função do nível de tensões, possibilitando a aplicação dos métodos que consideram envoltórias lineares.

#### √ 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.

Os efeitos da drenagem da água intersticial do solo durante a construção são considerados simulados pelas condições de carregamento dos protótipos tomados como base para obtenção dos parâmetros.

A envoltória de resistência em termos de tensões efetivas a ser utilizada nas análises deverá ser obtida de ensaios do tipo não adensados e não drenados, (Q ou UU) com medidas de pressões neutras.

Os parâmetros de pressão neutra para as análises por tensões efetivas poderão ser obtidos de uma das alternativas a seguir :

- ⇒ Ensaios de laboratório com trajetória de tensões e condições de drenagem representativas das condições de campo, como os ensaios PN e ensaios de Ko.
- ⇒ Observações de campo feitas em barragens construídas em condições semelhantes de lançamento e de materiais utilizados.
- ⇒ Método de Hilf a partir de ensaios de adensamento. A sua aplicação é condicionada a um julgamento criterioso dos valores obtidos, já que este método tende a exagerar os valores da pressão neutra, por incluir diversas hipóteses conservadoras, como por exemplo, valores excessivos de compressões admitidas, e a não consideração da pressão capilar;

Nos casos em que a condição de final de construção for crítica na estabilidade de taludes, os parâmetros de pressão neutra também poderão ser obtidos a partir de medidas de campo com os próprios solos do local, instrumentando-se aterros que sejam construídos em avanço, como por exemplo em maciços de ensecadeiras ou da própria barragem.

Os valores dos parâmetros de pressão neutra obtidos de ensaios de laboratório e de medidas de campo deverão ser confrontados antes do estabelecimento dos valores a serem adotados nas análises.

Como os estudos envolvem a adoção de faixas de valores de parâmetros de pressão neutra, as análises deverão fornecer dados para o traçado de gráficos relacionando o fator de segurança à variação destes parâmetros.

No caso da barragem se assentar sobre argilas saturadas, a análise deverá também ser feita por tensões totais utilizando-se, para estes solos, parâmetros de resistência não drenada ( $R_{sat}$ ), obtidos de ensaios de campo e laboratório, ajustados aos níveis de resistência efetivas existentes na fundação. Para o solo compactado da barragem deverá ser utilizada a envoltória de resistência de tensões totais dos ensaios  $Q$  ou  $UU$ .

#### √ Rebaixamento Rápido

Durante a operação do reservatório existem condições de operação ou mesmo condições de emergência, que resultam em um abaixamento rápido do nível d'água do reservatório.

Tal rebaixamento resultará em uma complexa combinação de carregamento: redução das tensões principais com aumento da diferença entre elas, isto é, aumento da tensão desviatória, rotação da direção das tensões principais e o estabelecimento de condições transientes de fluxo gravitacional de água.

O efeito destas condições de carregamento sobre o maciço da barragem em termos de pressões neutras de rebaixamento depende das condições de drenagem da água intersticial e, portanto, da permeabilidade e compressibilidade do material.

Distinguem-se dois casos:

- ⇒ Caso em que as pressões neutras só dependem da geometria do problema e dos diversos valores do coeficiente de permeabilidade. Não dependem do estado de tensão e variações deste não afetam os valores das pressões neutras no maciço. Neste caso, as análises deverão ser feitas por tensões efetivas, considerando a resistência efetiva de ensaios drenados e pressões neutras obtidas de redes de fluxo de rebaixamento.
- ⇒ Caso em que os materiais apresentam variações de pressões neutras quando submetidas a variações do estado de tensões. As análises de-

verão ser feitas por tensões efetivas com envoltórias de resistência obtidas de ensaios drenados (S ou CD) ou de ensaios adensados não drenados (Rsat ou Cusat) com medida de pressão neutra.

A introdução dos valores de pressões neutras nas análises se torna mais complexa neste caso, pois depende da determinação dos valores das tensões principais após o rebaixamento. A análise pode ser simplificada através da hipótese de que o parâmetro  $A$  de Skempton seja igual a 1,0. Esta simplificação é conservadora na maioria dos casos.

O grau de conservadorismo da hipótese de  $A = 1,0$  deverá ser verificada através da estimativa dos valores de  $A$  na ruptura, nos ensaios do tipo Rsat com medidas de pressão neutra.

A consideração se o rebaixamento pode ser admitido como drenado ou não, depende da velocidade de descida do nível d'água e da permeabilidade do solo do maciço.

Como orientação dos casos que se enquadram nas categorias de drenados ou não, pode ser utilizado o diagrama sugerido por Bishop em "The Stability of Earth dam".

A envoltória de resistência em termos de tensões efetivas a ser utilizada nas análises deverá ser determinada de ensaios tipo Rsat ou Ssat.

#### √ Percolação Estável

Caso de percolação em regime permanente é representativo da condição de operação na qual o nível do reservatório, tendo atingido seu valor máximo, assim permanece por um período de tempo suficientemente longo para a saturação do maciço nas zonas submetidas a percolação. Neste caso, admite-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.

Entretanto, no caso de solos que contraem no cisalhamento, é recomendável, juntamente com a análise por tensões efetivas, executar uma outra análise, utilizando-se a envoltória de pressões totais, obtida de ensaios não drenados, conjugada a pressões neutras de rede de percolação.

A envoltória de resistência em termos de tensões efetivas deverá ser obtida dos ensaios R(CU) para as zonas não saturadas e dos ensaios Rsat(CUsat) para as zonas saturadas, ou dos ensaios S(CD) e Ssat(CDsat) respectivamente.

#### √ Análise Sísmica

A análise de estabilidade perante terremotos é rotineiramente considerada em zonas sísmicas e tem sido recomendada mesmo em zonas historicamente assísmicas, em virtude da possibilidade atualmente considerada de sismos induzidos pelo enchimento do reservatório da própria barragem, especialmente no caso de barragens de porte e reservatórios importantes.

Recomenda-se portanto através da análise pseudo-estática a avaliação das condições da barragem face a sismos naturais ou induzidos adotando-se cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,05g na direção horizontal e 0,03 da direção vertical.

Os valores dos coeficientes de aceleração sísmica poderão ser majorados, caso as condições geológico- estruturais do local sejam desfavoráveis.

#### 10.3.4 Métodos de Análise

Os métodos de análise são hoje disponíveis em grande número, todos considerando o método das fatias e lamelas, variando apenas as hipóteses básicas sobre os esforços entre lamelas. Em função da hipótese adotada por cada método, é maior ou menor o atendimento às condições de equilíbrio dos esforços verticais, dos esforços horizontais e dos momentos. A escolha do método a aplicar deve ser função da forma da superfície de ruptura a analisar. Dentre os de utilização mais freqüente indicam-se os que melhor atendem às condições de equilíbrio:

- ⇒ Método de Bishop Simplificado
- ⇒ Método de Morgenstern e Price
- ⇒ Método de Spencer
- ⇒ Método de Janbu Generalizado
- ⇒ Método de Sarma
- ⇒ Método de Lowe e Karafiath

O método de Lowe e Karafiath, embora atenda às condições de equilíbrio de forma menos rigorosa que os cinco métodos acima, é mais prático que estes para cálculos manuais, porém os seis métodos dão resultados satisfatórios e são aceitáveis.

No caso de superfícies de ruptura circulares, os cálculos pelo método de Bishop simplificado também são satisfatórios e são facilmente executáveis manualmente.

Para o caso de superfícies de rupturas não circulares e cálculo manual, o método das cunhas pode ser adotado.

### 10.3.5 Critérios de Aceitação

Os fatores de segurança para estabilidade devem ser avaliados para os vários casos de análise, definidos anteriormente para o maciço de terra e de enrocamento. Um escorregamento por cisalhamento quando o reservatório estiver cheio pode conduzir a uma ruína catastrófica.

Portanto a análise de estabilidade para as condições normais de operação (percolação estável) deverá ser tratada mais conservadoramente do que o caso no final de construção. Evidentemente que o grau de conservadorismo na adoção das hipóteses de análise, quanto à resistência e parâmetros de pressões neutras tem grande influência na segurança introduzida.

Como diretriz geral para fatores de segurança, deverá ser utilizado o "U.S. Corps of Engineer - Design Manual EM - 1110-1-1902 - Stability of Earth and Rockfill Dams", com algumas adaptações a seguir apresentado :

TABELA 10.1

CASO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	OBSERVAÇÕES
Final de Construção	1,3 (a)	Q ou S (b)	Taludes Montante e Jusante
Rebaixamento Rápido	1,1 a 1,3 (c)	R ou S	Valor mínimo para solos dilatantes Valor máximo para solos que contraem no cisalhamento
Percolação Estável	1,5	R ou S	Talude Jusante
Análise Sísmica	1,0	R ou S	Taludes Montante e Jusante

(a) Para barragens acima de 15 m de altura sobre fundações relativamente fracas, usar fator de segurança mínimo de 1,4.

(b) Em zonas em que não são antecipadas pressões neutras, usar resistência de ensaios S.

(c) Nos casos em que o rebaixamento ocorre com frequência, considerar o coeficiente 1,3.

## 10.4 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

As análises de recalques e análises de tensão-deformação, terão as seguintes finalidades principais:

- ⇒ Verificar a compatibilidade de deformações entre os diversos materiais constituintes da barragem, de suas fundações e estruturas adjacentes;
- ⇒ Avaliar o potencial de ocorrência de ruptura progressiva do maciço e da fundação;
- ⇒ Otimizar a posição do núcleo, no caso da barragem de seção zonada;
- ⇒ Analisar os riscos de fissuramento do núcleo ocasionado por zonas de tração ou por fraturamento hidráulico;
- ⇒ Subsidiar o projeto de instrumentação, identificando os pontos críticos a serem instrumentados;
- ⇒ Otimizar o projeto de escavações, de modo a manter os recalques diferenciais dentro dos níveis admissíveis;
- ⇒ Determinar a sobrelevação da crista para compensação de recalques pós-construtivos.

Para atingir estes objetivos as análises de tensão-deformação serão realizadas quando necessário para as condições de período construtivo, enchimento do reservatório com estabelecimento de fluxo transiente e regime permanente de operação com percolação estabelecida.

As análises de tensão-deformação serão efetuadas preferencialmente pelo método dos elementos finitos para cada uma das condições acima, utilizando programas computacionais que permitam a simulação de construção e operação em etapas e considerem materiais com comportamento elástico linear. Eventualmente poderão ser necessárias análises com utilização do modelo elástico não linear ou elasto-plástico em zonas localizadas.

As análises considerarão sempre que disponíveis, os dados de instrumentação de campo para obtenção dos parâmetros de deformabilidade dos diversos materiais.

Alternativamente e em particular para estudos de recalques da fundação, poderão ser utilizadas soluções analíticas baseadas na teoria da elasticidade linear.

Os parâmetros de compressibilidade e deformabilidade dos materiais do maciço da barragem e da fundação serão determinados a partir dos resultados das investigações geológico-geotécnicas de campo e de laboratório, devidamente

ajustados por experiência com materiais e condições de carregamento semelhantes.

Especial cuidado deverá ser dada na identificação de ocorrência de materiais colapsíveis ou expansivos na fundação. Caso possam ocorrer solos colapsíveis deverão ser previstos os recalques pelo método edométrico duplo com inundação ao nível de tensões atuantes após o carregamento da barragem e avaliação da necessidade de sua remoção prévia.

Para o cálculo de recalques pós-constructivos do maciço e da fundação poderá, em princípio ser utilizada a condição unidimensional de deformações, utilizando-se os parâmetros de compressibilidade:  $m_v$  (coeficiente de compressibilidade edométrica) e  $C_c$  (índice de compressão), ou  $C_r$  (índice de recompressão). Estes parâmetros deverão ser determinados para cada material para o intervalo de tensões efetivas correspondente às condições de operação do maciço e da fundação. A distribuição de tensões verticais totais poderão ser calculadas a partir de soluções analíticas da teoria da elasticidade e as pressões neutras definidas considerando os seus valores ao final da construção e após o estabelecimento do regime estacionário de fluxo.

Para compensação dos recalques pós-constructivos deverá ser prevista sobrelevação da crista da barragem com valor igual ao dos recalques estimados.

Os recalques diferenciais específicos admissíveis na crista da barragem serão de 1:100.

Nos casos particulares de análises por métodos numéricos as deformações deverão ser compatíveis com a tolerância dos materiais argilosos do maciço a esforços de tração e de acordo com a experiência e literatura, quando disponíveis.

Para evitar a formação de trincas, com conseqüente maior segurança contra possibilidade de erosão interna regressiva no núcleo da barragem de terra-enrocamento, os seguintes critérios devem ser atendidos:

- ⇒ As descontinuidades topográficas da fundação da barragem, em particular sob o núcleo, terão inclinações ajustadas para evitar recalques diferenciais excessivos que provoquem trinca no maciço e zonas com baixos níveis de tensões que possam ser susceptíveis a fraturamento hidráulico;
- ⇒ O potencial para fraturamento hidráulico deve ser evitado considerando que, em qualquer ponto do maciço, o valor da tensão principal menor efetiva seja positiva.

⇒ Deverão ser introduzidos nas especificações técnicas construtivas, critérios para regularização das irregularidades topográficas.

## 10.5 PROTEÇÃO DE TALUDES

### 10.5.1 Talude de Montante

O talude de montante deverá ser protegido contra o efeito erosivo das ondas do reservatório. Para tanto, deverá ser prevista uma proteção dimensionada conforme a seguir:

#### √ Dimensionamento da Proteção com Enrocamento

Para determinação do peso necessário dos blocos de enrocamento e sua distribuição, deverão ser aplicadas os critérios apresentados por Taylor ("Congress on Large Dams, 1973") e da CERA ("Civil Engineering Research Association, Research Report No.4, 1966").

O imbricamento dos blocos da proteção tem um efeito expressivo na estabilidade do bloco submetido ao esforço da onda, embora os métodos de dimensionamento não o considerem.

Em função das demais hipóteses e da possibilidade de obtenção de blocos maiores e ainda do seu custo, o maior ou menor rigor poderá ser exigido na adoção dos blocos de pesos determinados pelos critérios aqui recomendados.

#### √ Proteção Não Rochosa

No caso de locais onde não seja possível ou econômica a obtenção de rocha para "rip-rap" deverão ser utilizados outros materiais para esta finalidade.

As alternativas de solo-cimento deverão ser analisadas conforme as indicações da "Portland Cement Association".

### 10.5.2 Talude de Jusante da Barragem de Terra

O talude de jusante da barragem de terra deverá ser protegido considerando-se chuvas de recorrência de 50 anos e aplicação do "Método Racional" para cálculo das vazões.

A superfície do talude de jusante deverá ser protegida com grama ou outro revestimento vegetal, ou enrocamento ou material granular grosso, convenientemente transicionado. As partes submersas do talude de jusante deverão ser protegidas por enrocamento.



## 10.6 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

Deverão ser escolhidos os materiais mais indicados em função das disponibilidades, das condições climáticas e das possibilidades de manutenção. Para taludes submersos deverá ser dada preferência aos enrocamentos.

Os principais tópicos que devem ser seguidos no dimensionamento deste tipo de barragem são descritos a seguir:

### 10.6.1 Zoneamento da Seção Transversal

A seção transversal de uma barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC) normalmente é o produto dos materiais disponíveis no sítio de implantação da barragem.

A experiência brasileira com este tipo de barragem reporta casos de sucessos a saber: Foz do Areia (160m), Segredo (145 m), Xingo (140m), Ita (127m), Machadinho (120m), Itapebi (110m), concluídas e em operação, e mais recentemente Campos Novos (200m), Barra Grande (186m) e Quebra-queixo (75m), em construção. Estas barragens foram construídas em regiões de rochas basálticas e rochas gnaissicas.

Os enrocamentos oriundos destas rochas apresentam em geral ângulos de atrito interno elevados, e portanto admitem angulações dos paramentos, tanto de jusante, quanto de montante no entorno de 1V:1,3 H, qualquer que seja a altura da barragem.

Os materiais disponíveis devem ser dispostos na seção transversal de modo a se criar uma zona de enrocamento de melhor qualidade, e compactados com molhagem, em camadas de até 1,0m de espessura, a montante do eixo da barragem. Na região de jusante são aceitos enrocamentos tidos como mais brandos e compactados em camadas de até 1,60m. Uma faixa mínima de 6,0 a 8,0m de enrocamento de melhor qualidade é deixada junto ao paramento de jusante para proteger zonas sujeitas a uma maior alterabilidade pela ação das intempéries.

Enrocamentos de rochas mais brandas, do tipo sedimentares, exigirão taludes mais abatidos entre 1V:1,4H e 1V:1,6H.

### 10.6.2 Características dos Enrocamentos

Os maciços a serem construídos com enrocamentos terão seu comportamento intrinsecamente ligados às características geomecânicas das rochas disponíveis. É comum especificar-se a realização de ensaios de compressão simples, compressão puntiforme, absorção de água, abrasão Los Angeles, ciclagem acelerada e ao tempo, como mínimo de informação sobre as características do enrocamento a ser construído. Ensaios em corpos de prova de grandes dimensões, até 1m de diâmetro, para obtenção de parâmetros de deformabilidade e resistência ao cisalhamento, são também utilizados.

O uso de aterros experimentais é muito utilizado para comprovação da eficácia dos equipamentos de compactação com relação número de passadas e espessura das camadas. Recomenda-se que sejam realizados logo após o início dos trabalhos na própria praça do corpo da barragem ou em áreas de estoques de rocha.

### 10.6.3 Largura da Crista

A largura da crista de coroamento de uma barragem de enrocamento com face de concreto pode variar entre sete e dez metros. É comum acomodar-se os trabalhos de concretagem da face (acesso, transporte de materiais, deslocamento dos guinchos das fôrmas deslizantes, estocagem de armaduras, etc.), em praças situadas em elevações inferiores a da crista, antes da colocação dos últimos metros de enrocamento.

### 10.6.4 Espessura da Face de Concreto

A espessura da laje do paramento de montante deverá ser variável de acordo com a carga hidráulica a que ficará submetida e de modo a garantir um gradiente hidráulico igual a 200. Para tanto utiliza-se a seguinte fórmula empírica :

Até 100m,  $E = 0,3 + 0,002H$  (m), onde H é obtido medindo-se a distância na direção vertical, da crista até a seção considerada. No caso de profundidades maiores que 100m,  $E = 0,005H$ .

### 10.6.5 Armadura da Face de Concreto

A armadura da laje de concreto deverá ser constituída de uma malha com seção de ferro correspondente a 0,4% da seção teórica de concreto, na direção vertical e 0,3% da seção teórica de concreto, na direção horizontal, cerca de (50 a 65 Kg/m<sup>3</sup>). Na região compreendida por uma faixa de 0,2H, junto aos encontros se utiliza 0,5% da seção teórica de concreto em ambas as direções.

A função da armadura é principalmente prevenir contra fissuras devido a variação de temperatura, retração e outros esforços de tração que possam surgir sobre a laje. Nas proximidades dos encontros, devido a variações bruscas de altura do enrocamento sob a laje, as deformações devem ser resistidas pela armadura. Armaduras duplas, nestes casos, podem ser úteis.

Nas proximidades das juntas é conveniente estabelecer um reforço da armadura para prevenir a eventual ruptura dos cantos devido à compressão sobre as lajes vizinhas.

### 10.6.6 Juntas

Distiguem-se as juntas verticais e a junta perimetral no encontro com o plinto.

O espaçamento entre juntas verticais varia entre 12 a 18m.

As juntas verticais deverão ser terminadas na posição normal à junta perimetral de modo a evitar um ângulo muito agudo na laje de concreto, principalmente quando o talude dos encontros é muito pronunciado. Em taludes mais suaves pode-se manter as juntas verticais retilíneas até o encontro com a laje de fundo.

As juntas horizontais ocorrem somente no caso de juntas de construção (juntas secas) com ferragens contínua, quando é necessário a interrupção da concretagem.

Nas juntas verticais da região central da face, com tendência a fechar, deverá ser utilizado como elemento de vedação somente uma chapa metálica de cobre ou aço inoxidável; no fundo da laje, a superfície da junta deverá ser pintada com asfalto. Recentemente têm-se utilizado um perfil de neoprene na superfície superior da laje.

Nas juntas perimetrais e nas juntas verticais, na região das ombreiras que têm a tendência a abrir, deverá ser previsto um sistema duplo de vedação ( um na superfície superior da laje e outro no fundo).É comum o uso de mantas de borracha reforçada confinando mastique asfáltico na superfície superior destas juntas.

#### **10.6.7 Plinto**

O plinto é constituído de uma laje ancorada diretamente sobre a rocha de fundação. Esta laje de fundo deverá servir tanto de apoio à face de concreto como permitir o prolongamento para as fundações do plano de estanqueidade da barragem, que é na maioria das vezes feito através de uma cortina de vedações realizada a partir da superfície do plinto.

Nas ancoragens da laje de fundo deverão ser previstas barras de 1 1/4" a cada 1,20m.

A extensão da zona de contato da laje com a rocha no sentido da percolação deverá ser da ordem de 1/20 a 1/10 da altura de pressão, dependendo da qualidade da rocha de fundação.

#### **10.6.8 Transições**

Deverá ser prevista uma faixa de transição entre o enrocamento e a laje de concreto com espessura mínima de 5,0m.

Na face externa da transição deverá ser prevista imprimação com emulsão asfáltica de cura rápida em quantidade de 4 l/m<sup>2</sup> aproximadamente.

O material a ser utilizado na transição deverá ter D<sub>máx.</sub> = 15 a 25cm, bem graduado, compactado segundo a horizontal em camadas finas (40 a 50cm) e, também, segundo o talude, com o rolo vibratório no sentido ascendente (4 a 6 passadas).

A transição também poderá ser protegida com perfil em concreto estrudado com baixo teor de cimento (55 a 75 kg/m<sup>3</sup>). Este procedimento facilita a construção, diminui as perdas de material da transição, aumenta a velocidade de alteamento da barragem, ao mesmo tempo que confere um acabamento mais adequado para a construção da face de concreto.

### 10.6.9 Cortinas de Vedação

Deverão ser previstas cortinas de vedação com o propósito de diminuir a permeabilidade do maciço de fundação na região do plinto, que é de vital importância para este tipo de barragem.

A princípio poderão ser previstas três linhas de injeção com furos primários espaçados de no máximo 10m e furos secundários espaçados de no máximo 3m.

### 10.6.10 Muro de Crista

Tendo em vista que a face de concreto, por ser lisa facilita a subida das ondas do reservatório ao longo do talude da barragem, havendo necessidade de se aumentar a altura da barragem. Esse aumento é geralmente obtido pela execução de um muro vertical, na crista da barragem, em prolongamento da laje de montante. A face de montante desse muro pode eventualmente ser curvado visando obter um perfil hidráulico adequado ao retorno das ondas para o reservatório. Nas barragens modernas, o muro de montante constitui um verdadeiro muro de arrimo contra o qual se apoia parte do maciço de enrocamento, o qual permite reduzir o volume da barragem.

Como dimensão básica para a etapa inicial de projeto poderá ser tomada a altura de 3 a 5m de muro.

## 10.7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. CEMIG - Companhia Energética da Minas Gerais - Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (1994).
2. Cedergreen, H. R. (1977) "Seepage, Drainage, and Flow Nets". John Wiley and Sons.
3. Leps, T. M. (1973) "Flow Through Rockfill" Embankment dam Engineering – Casagrande Volume.
4. Bishop, A. W. (1952) "The Stability of Earth Dams"- PHD Thesis, University of London.
5. Seed, H. B. (1973) "Stability of Earth and Rock-fill Dams During Earthquakes", Embankment – Dam Engineering – Casagrande Volume
6. Lowe III, J. (1966) "Stability Analysis of Embankments", Proc. Spec. Conf. on "Stability and Performance of Slopes and Embankments", Berkeley California, pp. 1-33.
7. Sherard, Woodward, J. R. Gizienski, S. F. e Clegenver W. A. (1963) "Earth and Earth – Rock Dams"- Wiley.
8. Hilf J. (1948) "Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams", 2 nd ICSMFE Vol. III pp. 234.

9. Bishop, A. W. e Henkel, D.J. (1962) "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test" 2<sup>nd</sup> Edition, Arnold, London.
10. Skempton, A. W. "The Pore Pressure Coefficients A na B" – Geotechnique, 4: 143-147.
11. Seepage Control - EM – 1110-2-1901 - U.S. Army Corps of Engineers
12. Design manual EM – 1110-1-1902 – Stability of Earth and Rockfill Dams – U.S. Corps of Engineers
13. Leps, T.M. , (1970) – Review of shearing strength of Rocfill, Journal os The Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Jul, 1970.
14. Pinto, N. L. de S., Materon, B., and Marques Filho, P. L. – Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Related to Basalt Properties, R51, Q55, 14<sup>th</sup> ICOLD Congress, Rio de Janeiro, Brasil; 1982.
15. Fitzpatrick, M.D. et al., - Design of Concrete-Faced Rockfill Dams, ASCE Geotechnical Engineering Division, Detroit Symposium on CFRDs, USA; 1985.
16. Sherard, J. L., The Upstream Zone in Concrete Face Dams, ASCE Convention Detroit, Michigan, USA; 1985.
17. Cooke , J. B., - The eighteenth Terzaghi Lecture: Progrees in Rockfill Dams – Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE; October 1984.
18. Cooke, J. B. and Sherard, J. L., - Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance – Proceedings , ASCE Symposium, Detroit, USA; 1985.
19. Cooke, J. B. – Developments in high concrete face rockfill dams, Hydropower & Dams, Volume Four, Issue Four, 1997.
20. Cooke, J. B. – The Developentes of Today's CFRD Dams – Proceedings of the Second Symposium on CFRD, Florianópolis, Brasil;1999.
21. Antunes, J. S., Sardina, A. E. And Fernandes, A. M. – Itá Dam – Design and Construction – Proceedings of the Second Symposium on CFRD, Florianópolis, Brasil;1999.
22. Proceedings of the ASCE Symposium on CFRD , Detroit, USA ; 1985.
23. Proceedings of the Second Symposium on CFRD, Florianópolis, Brasil; 1999.
24. Proceedings of The International Symposium on CFRD, Beijing,China; 2000.
25. J. B. Cooke Volume – Beijing, China; 2000.

**11.1**  
**JUNTAS DE CONSTRUÇÃO**

Entende-se por juntas de construção, as superfícies de concreto já endurecidas e rígidas contra as quais será lançado concreto fresco, devendo a elas se aderir, independentemente da presença ou não de armaduras. Estas juntas são fechadas, isto é, não existe nenhuma folga entre as partes, permitindo que a peça seja considerada monolítica.

As juntas determinam as etapas de construção, limitando o comprimento, a largura e a altura das camadas de concretagem devendo, sempre que possível, ser compatibilizadas com o planejamento executivo da obra.

**11.1.1 Critérios Gerais de Tratamento**

O tratamento das juntas de construção, horizontais ou verticais, objetivam eliminar da superfície do concreto endurecido, quaisquer substâncias que prejudiquem a aderência com o concreto fresco.

Para remover tais elementos, a superfície do concreto endurecido deverá ser tratada com jatos de água a alta pressão ou jatos de areia, imediatamente antes do lançamento da camada posterior. Os jatos serão aplicados com intensidade suficiente para remover apenas as impurezas e a nata de cimento superficial, sem exposição excessiva dos agregados graúdos, para garantir a aderência perfeita entre as duas camadas de concretagem. Caso a junta de construção não seja coberta com novo concreto logo após o tratamento acima indicado, o corte da junta deve ser repetido antes do lançamento do novo concreto, para remover novas contaminações eventualmente existentes, especialmente o limo formado pela continuidade da cura da camada preparada anteriormente.

**11.1.2 Juntas Horizontais**

As juntas de construção horizontais são função da altura limite das camadas de concretagem.

As alturas máximas das camadas de concretagens são determinadas em função do planejamento executivo da obra (cronograma executivo, métodos construtivos, características das formas e equipamentos disponíveis) e do controle da fissuração de origem térmica.

### 11.1.3 Juntas Verticais

As juntas de construção verticais podem ser necessárias em função do planejamento e sequência construtiva prevista para a estrutura.

As peças seccionadas por juntas de construção verticais deverão ser verificadas estruturalmente e, quando necessários, injetadas e/ou armadas convenientemente de forma a restabelecer a monoliticidade.

Quando estas juntas estiverem sujeitas a pressões de água, deverão obrigatoriamente ser protegidas por veda-juntas.

## 11.2 JUNTAS DE CONTRAÇÃO

Estas juntas são criadas nas estruturas de concreto de modo a reduzir as tensões de tração decorrentes da retração e das variações (internas e/ou externas) de temperatura.

O espaçamento deve ser determinado de forma a atender a funcionalidade da estrutura mantendo as condições de estabilidade determinadas em estudos específicos. O espaçamento entre as juntas de contração, que define o comprimento dos blocos das estruturas, deve levar em conta, também, a capacidade de produção e de lançamento do concreto.

As Juntas de contração deverão, porém, permitir a livre movimentação entre as partes sendo as armaduras interrompidas e eliminada a aderência entre o concreto das faces.

Quando estiverem sujeitas a pressões de água, as juntas de contração deverão, obrigatoriamente, ser dotadas de veda-juntas.

Em casos específicos, poderão ser necessária a utilização de veda-juntas mesmo sem a presença de pressões de água, para evitar a entrada de fragmentos sólidos no interior das juntas, quando estas estiverem abertas.



### 11.3 JUNTAS DE DILATAÇÃO OU EXPANSÃO

Estas juntas seccionam a estrutura permitindo movimentos de expansão geralmente ocasionados por variações térmicas ambientais.

As juntas de dilatação poderão ser utilizadas também para separar partes das estruturas que apresentam comportamentos estruturais diferenciados, como, por exemplo, nas mudanças de geometria.

Estas juntas são abertas, isto é, existe folga entre as partes separadas que aliviam os esforços de compressão entre elementos sujeitos à dilatação.

A abertura da junta é pré-determinada de maneira a absorver a expansão prevista, calculada em função do coeficiente de dilatação térmica do concreto e das variações de temperatura locais.

As juntas de dilatação deverão ser dotadas de veda-juntas em suas faces superiores, para evitar a entrada de fragmentos sólidos em seu interior, o que poderia prejudicar os seus desempenhos.

Quando estiverem sujeitas a pressões de água, as juntas de dilatação também deverão ser dotadas de veda-juntas.

### 11.4 DISPOSITIVOS DE VEDAÇÃO

Veda-juntas são peças de seção delgada, colocadas ao longo de uma junta de contração, expansão ou construção de maneira a formarem ao longo da junta, um elemento contínuo de modo a impedir a passagem da água, ou, em casos específicos, a entrada de fragmentos sólidos no interior das juntas.

Os veda-juntas são necessários também no entorno de regiões de juntas de contração que devam ser injetadas, para confinar a calda de injeção.

#### 11.4.1 Materiais Utilizados

Os dispositivos de vedação deverão ser de PVC podendo ser utilizadas também chapas de aço ou cobre.

Nas juntas de dilatação ou contração, onde a abertura sofre variações, deverão ser utilizados dispositivos de vedação de PVC capaz de absorver a sua movimentação. As abas serão dotadas de nervuras que devidamente envolvidas pelo concreto, dificultam a percolação da água e melhoram sua fixação. Este objetivo pode ser

alcançado também pela utilização de veda-juntas expansíveis colados às faces das juntas.

Os dispositivos metálicos, de cobre ou aço, são indicados para aplicação em juntas de construção horizontais, ou em estruturas que se prestam ao desvio do rio (adufas, túneis, etc.) onde a utilização de dispositivos de vedação de PVC é desaconselhável em função do fluxo d'água.

#### **11.4.2 Critérios Gerais de Utilização**

O número de linhas de dispositivos de vedação colocados em uma face, dependerá do nível de pressão da água e dos danos que poderão ser causados pela eventual passagem de água através da junta.

De uma forma geral é suficiente adotar-se duas linhas de veda-juntas no paramento montante e eventualmente uma no paramento jusante e na face superior da junta.

As galerias no interior das estruturas de concreto deverão ser protegidas contra percolação de água nas juntas de contração, tornando-se obrigatório a colocação de veda-juntas contornando os seu perímetro.

É recomendável que o veda-junta seja ancorado ou fixado em rocha sã um mínimo de 30 cm, através de block-out aberto no maciço e preenchido com argamassa ou concreto com agregado graúdo de dimensão máxima característica de 19 mm.

Para paredes sujeitas a pressões de água deverá ser avaliada a necessidade ou a conveniência da utilização de dispositivos de vedação nas juntas de construção, em função da espessura das paredes e das pressões de água.

### **11.5 CHAVETAS**

As chavetas podem ser utilizadas em juntas de contração visando a transferência de esforços entre blocos adjacentes.

Antes da decisão de colocação de chavetas em juntas de contração, a sua necessidade deve ser sempre ponderada, tendo em vista a introdução de dificuldades executivas e o aumento dos custos das estruturas impostos pela sua utilização.

## 11.6 DRENOS DE JUNTAS

Os drenos de juntas, quando empregados, devem ser utilizados entre as duas linhas de veda-juntas instaladas junto ao paramento de montante da barragem de concreto.

Tais drenos, normalmente com diâmetro de cerca de 15cm, captam a água que porventura passe através do veda-junta mais a montante, devido a problemas eventualmente ocorridos em seu envolvimento com concreto. Após a sua captação, a água deve ser direcionada para a galeria de drenagem, aliviando, assim, a pressão no interior da junta.

Preferencialmente, os drenos de junta devem ser retilíneos, de modo a dificultar o seu entupimento durante o período construtivo e também a facilitar a sua desobstrução, caso necessário. Para este último caso, é necessário que a extremidade superior dos drenos de junta sejam acessíveis e a sua trajetória ao alcançar a galeria de drenagem não forme ângulos retos, que podem favorecer o entupimento.

## 11.7 INJEÇÕES ENTRE BLOCOS

A injeção de juntas de contração com calda de cimento pode ser necessária para que seja possível a transferência de esforços entre blocos de concreto adjacentes. Desta forma, a estrutura da barragem, formada pelos diversos blocos, deverá comportar-se como uma estrutura monolítica.

No caso da utilização de juntas de contração longitudinais, a sua injeção é obrigatória.

Muitas vezes, a injeção de juntas de contração transversais não é necessária. Em casos específicos, a injeção dessas juntas pode ser obrigatória, em toda a sua extensão ou apenas parcialmente.

As áreas das juntas a serem injetadas devem ser delimitadas e vedadas por sistemas de veda-juntas, que impeçam a fuga da calda durante os serviços de injeção.

Em estruturas de maior porte, pode ser necessária a subdivisão da área a ser injetada ao longo da altura das juntas, visando facilitar os trabalhos de injeção e evitar a aplicação de pressões elevadas aos veda-juntas. As dimensões de cada sub-área de injeção devem ser estabelecidas de acordo com a resistência dos veda-juntas, entre outros fatores.

A injeção das juntas de contração deve ser executada o mais tarde possível, permitindo a queda da temperatura do concreto dos blocos adjacentes e, conseqüentemente, a abertura máxima das juntas. Entretanto, nem sempre isto é possível, devido, por exemplo, à necessidade de execução das injeções antes do enchimento do reservatório, numa época em que as temperaturas do concreto ainda não se apresentam estabilizadas. Nestes casos, é conveniente se prever a realização dos trabalhos de injeção em mais de uma etapa. Uma outra solução pode ser o emprego de sistemas de pós-refrigeração do concreto, de modo a forçar a abertura das juntas. Entretanto, deve-se analisar o efeito da pós-refrigeração no comportamento térmico do concreto, relativamente à ocorrência de fissuras de origem térmica.

O sistema de injeção deve constituir-se de tubos de injeção e tubos de respiro. Caso haja necessidade de diferentes etapas de injeção, o sistema deve ser projetado de forma a permitir a reutilização dos circuitos de injeção ou prever-se o emprego de circuitos diferentes para cada etapa de injeção. Em ambos os casos, deve-se utilizar sistemas de injeção dotados de válvulas especiais, que impeçam o entupimento das tubulações de injeção e de respiro.

As pressões de injeção devem ser definidas pelo projeto para cada parte das estruturas a serem injetadas.

## **11.8** **DISPOSITIVOS DE** **ANCORAGEM**

Dispositivos de ancoragem são compostos por barras de aço dos tipos CA ou CP embutidas no concreto e/ou chumbadas no maciço rochoso com a finalidade de estabilizar maciços rochosos ou estabelecer uma continuidade entre partes de uma estrutura.

### **11.8.1 Tipos de Ancoragens**

Existem dois tipos de ancoragens, a "ativa", também chamada de tirante ou protendida, e a "passiva", também chamada de chumbador.

A ancoragem passiva ou chumbador é utilizada quando se deseja restabelecer a continuidade entre partes de uma estrutura ou maciço rochoso ou estabilizar partes instáveis dos maciços rochosos, sendo aceitável o aparecimento de deformações controladas do maciço.

A ancoragem ativa ou tirante deve ser utilizada quando, para estabilidade do maciço, tornar-se necessário aumentar a força de atrito na junta sujeita a deslizamento, através do acréscimo de força normal.

O comprimento do embutimento da barra de aço no maciço é função de suas condições de alteração e fraturamento, da aderência entre a barra de aço e a argamassa e, também, da aderência entre a argamassa e o maciço.

Além do dimensionamento do comprimento da barra de aço a ser embutido no maciço, no caso de rocha, deve-se verificar a capacidade do maciço para resistir aos esforços de tração transmitidos pelo conjunto de ancoragens. A superfície resistente será constituída de um cone, com o vértice voltado para o extremo da ancoragem e a geratriz formando um ângulo com esta direção.

Este ângulo é função das características da rocha e deverá ser especificado a partir de análises/ensaios geotécnicos. Na falta de dados experimentais adota-se para o ângulo um valor da ordem de 30°.

As interseções entre as superfícies de ruptura, quando se utiliza uma grande quantidade de ancoragens muito próximas uma das outras, devem ser verificadas.

O dimensionamento dos dispositivos de ancoragem será feito em conformidade com a NBR-5629 e NBR-6118.

## 11.9 APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio são dispositivos para transmissão de esforços, deformações e deslocamentos entre duas estruturas.

Os aparelhos de apoio são constituídos de chapa de policloropreno (neoprene) e, conforme as condições de trabalho, poderão ser simples ou fretados ou ainda recobertos com lâminas de politetrafluoretileno (PTFE), denominados de apoios deslizantes.

O controle de qualidade dos aparelhos de apoio deverá ser realizado através de ensaios, não só no aparelho completo como também, em seus diversos componentes.

## 11.10 ESTUDOS TÉRMICOS DO CONCRETO MASSA

As alturas máximas das camadas de concretagens são determinadas em função do planejamento executivo da obra (cronograma executivo, métodos construtivos, características das formas e equipamentos disponíveis) e do controle da fissuração por tensões de origem térmica.

Estas tensões deverão ser determinadas através de estudos da evolução térmica da massa, elaborados conforme lei de Fourier, pelos métodos usuais de cálculo ou métodos de elementos finitos.

Para tanto, deverão ser suficientemente conhecidos os parâmetros que determinam a evolução térmica da massa, tais como:

Concreto e seus materiais constituintes: propriedades térmicas e propriedades mecânicas;

Condições de contorno: condições térmica ambientais regionais, tipos de formas e prazos de desforma;

Recursos disponíveis: possibilidade de refrigeração do concreto, utilização de pozolana, condições de fabricação, transporte e aplicação, sequência executiva e tempo de retomada entre camadas bem como as condições e tipo de cura.

Os cálculos preferencialmente deverão ser feitos considerando o fluxo de calor tridirecional.

Poderão ser feitas simplificações, considerando o fluxo uni ou bidirecional em função das dimensões da peça em estudo, desconsiderando o fluxo em determinada direção cuja dimensão seja superior a 2,5 vezes a menor dimensão da peça.

Esta verificação deverá ser feita para diversas idades ao longo da curva de resfriamento da estrutura, devendo ser considerado o ganho da resistência do concreto e, quando for o caso, a minimização destas tensões em função da fluência.

O tempo de retomada entre camadas não deverá ser inferior a 3 dias e não superior a 21 dias, admitindo-se sua redução comprovada em cálculos de comportamento térmico, inclusive a utilização de formas deslizantes, com subida de 20cm por hora.

Nos casos especiais, como nas fundações sobre rochas ou quando alguma camada permanecer exposta por mais de 21 dias, a retomada será feita com altura de camada equivalente à metade da altura anteriormente determinada. Estudos específicos poderão alterar as idades limites de 3 e 21 dias.

Estruturas executadas com Concreto Compactado a Rolo (CCR) com camadas de concretagens de pequena espessura (~30 cm) poderão ser concretadas de forma contínua, sem necessidade de tempo de espera entre camadas.

As condições de lançamento do concreto deverão ser orientadas no sentido de se evitar o aparecimento de fissuras ou trincas oriundas das tensões de tração provocadas pela retração térmica. Estas condições, a serem definidas a partir da realização de estudos térmicos serão as seguintes: temperatura de lançamento do concreto, altura das camadas de concretagem e intervalo de tempo de execução entre duas camadas superpostas.

O estudo dos efeitos térmicos deverá ser feito considerando as características térmicas, mecânicas e elásticas de todos os materiais envolvidos e a geometria da estrutura.

Quando for necessária a determinação da evolução das temperaturas, deslocamentos, deformações e tensões ao longo do tempo, deverá ser feita por meio da aplicação do método dos elementos finitos.

Na determinação das tensões e deformações ao longo do tempo deverá ser considerado o efeito de fluência. Em relação às tensões, poderá ser considerado o efeito do peso próprio como carregamento combinado ao efeito térmico.

Na análise dos efeitos térmicos deverão ser considerados os seguintes parâmetros do concreto e da rocha de fundação:

- √ Concreto
  - ⇒ Evolução da resistência à compressão e tração do concreto integral com a idade;
  - ⇒ Condutibilidade térmica, calor específico e difusibilidade térmica em função da temperatura;
  - ⇒ Evolução do coeficiente de expansão térmica com a idade;
  - ⇒ Massa específica do concreto endurecido;

- ⇒ Elevação adiabática de temperatura ao longo do tempo para diversas temperaturas iniciais do concreto;
- ⇒ Evolução do módulo de deformação e coeficiente de Poisson com a idade;
- ⇒ Coeficiente de fluência para diversas idades de carregamento;
- ⇒ Evolução da capacidade de alongamento com a idade em ensaio rápido e capacidade de alongamento em ensaio lento.

√ Rocha de fundação

- ⇒ Condutibilidade térmica, calor específico, difusibilidade térmica, peso específico e coeficiente de expansão térmica;
- ⇒ Resistência à compressão e tração;
- ⇒ Módulo de deformação e coeficiente de Poisson.

Quando forem utilizados agregados que confirmam ao concreto valores relativamente elevados de difusibilidade térmica e módulo de deformação, bem como valores baixos de capacidade de alongamento, a análise dos efeitos térmicos deverá ter como diretriz a comparação das deformações.

Sempre que em estudos da evolução de temperatura as duas dimensões da estrutura forem aproximadamente iguais e menores que a terceira dimensão, será conveniente que os estudos da evolução de temperatura levem em consideração fluxos de calor em mais de uma direção.

Para análise de efeitos térmicos o fator de segurança deverá ser definido como sendo a relação entre uma característica resistente do material, seja tensão ou capacidade de alongamento e o correspondente efeito causado pela evolução de temperatura.

As tensões de tração decorrentes das deformações térmicas serão consideradas satisfatórias quando, comparadas à resistência a tração do concreto, proporcionar um fator de segurança não inferior a 1,10.

Os fatores de segurança para cada estudo a ser efetuado variarão de acordo com grau de conhecimento sobre as características do concreto a ser aplicado e com as diretrizes sobre fissuração admissível impostas a estrutura em questão.



## 11.11

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Critérios de Projeto das Concessionárias de Energia Elétrica – CEMIG e ELETRONORTE.
2. Memória Técnica – Usina Hidrelétrica Tucuruí – Eletronorte – 1989.
3. Inspeção e Controle de Qualidade do Concreto – Francisco Rodrigues Andriolo e Bento Carlos Sgarboza – 1989.
4. Propriedades do Concreto – Adam M. Neville – 1982.
5. Construções de Concreto – Manual e Práticas Para Controle e Execução – Francisco Rodrigues Andriolo – 1984.
6. Distribuição de Temperatura em Massas de Concreto – José F. de Castro Sobrinho.



## 12.1 GENERALIDADES

O projeto de escavação num aproveitamento hidrelétrico visa definir basicamente a forma, dimensões e procedimentos executivos para a escavação, de modo a atender os requisitos de ordem hidráulico-estrutural.

Os seguintes aspectos serão levados em consideração:

- ⇒ Finalidade da escavação.
- ⇒ Dimensões mínimas exigidas pela concepção hidráulico-estrutural.
- ⇒ Tipos de estruturas selecionadas.
- ⇒ Condições geológico-geotécnicas.
- ⇒ Condições de estabilidade dos cortes.
- ⇒ Necessidade de métodos especiais de escavação.

O projeto hidráulico-estrutural e o de escavação são iterativos e serão adaptados e otimizados até se atingir a solução técnico-econômica mais adequada. Intrinsecamente ligado ao projeto de escavações está portanto o projeto dos tratamentos, tanto dos taludes como das fundações.

Outro aspecto a ser considerado é a definição da escavabilidade (métodos e equipamentos a serem utilizados) dos materiais in-situ, a caracterização geotécnica dos produtos gerados e a avaliação da possibilidade de seu uso no projeto bem como do balanço de materiais da obra.

De maneira sintética pode-se considerar que o projeto de escavação tem por objetivo criar espaços ou atingir materiais adequados e a otimização dos volumes a serem escavados, definir a quantidade de tratamentos necessária e dos volumes de eventuais materiais de preenchimento das escavações.

As dificuldades executivas, principalmente a necessidade de uso de métodos especiais de escavação, são pontos a se abordar. Inclui-se aqui também a análise da proximidade destas áreas às estruturas que exijam o estabelecimento de cuidados executivos de modo a minimizar danos, seja pelo lançamento de fragmentos, seja pelas vibrações induzidas.

O projeto deverá elaborar estudos de acessos para uma melhor avaliação dos custos, mas deve definir também as modificações e adaptações que serão permitidas ao construtor.

## 12.2 TIPOS DE ESCAVAÇÕES

### 12.2.1 Vida Útil das Escavações

As escavações poderão ser definitivas ou provisórias. As escavações definitivas, isto é, aquelas que terão utilidade durante toda a vida do aproveitamento, deverão ser projetadas de modo a apresentar segurança compatível com a das estruturas. Serão levadas em conta suas condições a longo prazo, principalmente os efeitos do reservatório, a durabilidade dos materiais e as condições para eventuais manutenções durante sua vida útil.

As escavações provisórias terão utilização apenas durante uma determinada fase da construção e, portanto, com vida útil muito menor. Poderão ser adotados 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 estrutura. 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 que sua instabilidade teria na segurança e na economia do aproveitamento como um todo, ou em parte.

Deve ser realçada a importância da estabilidade dos taludes do vertedouro pela sua responsabilidade na segurança durante a operação, e dos taludes do circuito hidráulico de geração, pela sua influência na economia do aproveitamento.

### 12.2.2 Localização Geral das Escavações

As escavações podem ser subdivididas em escavações a céu aberto e escavações subterrâneas.

No projeto de escavações subterrâneas deve-se sempre ter em conta as maiores dificuldades e incertezas, principalmente no caso de obras lineares, relacionadas a elas quando comparadas com as escavações a céu aberto.

### 12.3 PROCEDIMENTOS DE PROJETO

O projeto de escavações a céu aberto deve ser desenvolvido a partir dos estudos de arranjo e geometria das estruturas, levando-se em conta que ele é evolutivo e dependente do grau de informações disponíveis.

O modelo geológico estrutural local e as características da sua compartimentação devem ser as principais ferramentas de análise. A partir deles e de seus aprimoramentos, devem ser definidas as formas, dimensões, inclinações, bancadas, etc.

O modelo geológico-geotécnico elaborado pelo projeto definirá o grau de incerteza ainda existente e o projeto de escavação deve contemplar métodos que atendam às condições passíveis de se encontrar. Uma rigorosa avaliação do cronograma é essencial, tendo em vista possíveis imprevistos geológicos.

Os parâmetros 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 dos taludes versus tratamentos.

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.

### 12.4 CONDICIONANTES HIDRÁULICO- ESTRUTURAIS

As dimensões mínimas e as cotas de implantação das estruturas serão estabelecidas inicialmente com base nos estudos hidráulicos. Os cálculos estruturais definirão as dimensões necessárias e suas condições de fundação, o que levará ao dimensionamento inicial da escavação, tendo em vista também a remoção dos materiais indesejáveis. Entretanto a forma final da escavação, principalmente a inclinação dos taludes, será definida com base nas características geotécnicas dos materiais envolvidos.

Um ponto importante do dimensionamento hidráulico é a definição das velocidades de fluxo da água a que os maciços naturais estarão submetidos nas várias estruturas, de modo a se poder definir os tratamentos ou proteções necessários às superfícies escavadas.

Sua forma final traduzida na rugosidade hidráulica deverá também ser analisada.

## 12.5 CONDICIONANTES GEOLÓGICO- GEOTÉCNICAS

Os vários tipos de materiais que serão envolvidos nas escavações, inclusive a água subterrânea, formam a condicionante principal a influenciar o projeto das escavações, tanto na definição do método de escavação necessário (comum, a fogo, especial, etc.), como no estabelecimento das inclinações a serem adotadas para os taludes, no tipo e intensidade dos tratamentos recomendados. O projeto de escavação deve otimizar o balanço entre volumes escavados e tratamentos necessários ao maciço remanescente, levando em conta também o volume dos materiais que eventualmente irão cobrir as escavações e necessidades de cronograma. Entretanto, a aplicabilidade dos materiais escavados nas obras definitivas influenciará também no projeto final, pois pode ser de interesse a ampliação dos volumes escavados, levando-se em conta a necessidade de estocagem.

### 12.5.1 Investigações Geológico-Geotécnicas

O programa de investigações geológico-geotécnicas deverá ser tal a fornecer as informações necessárias para se elaborar o projeto de escavação, levando em consideração o modelo geológico-geotécnico de cada local e a fase dos estudos.

A investigação geológica básica engloba o mapeamento de superfície e as sondagens mecânicas (percussão, rotativa e trado) . Essa investigação pode ser complementada por poços, galerias, amostragens especiais e ensaios in-situ.

A elaboração de um modelo geológico para a área do projeto é o passo inicial e fundamental para toda a programação das investigações e para a concepção do projeto. O Projeto definirá este modelo em função da composição litológica e estrutural do local, procurando identificar suas principais características que possam influenciar o desenvolvimento das obras. A experiência com maciços similares, no Brasil bem como no exterior, deve ser usada na previsão de eventuais feições geológicas usualmente encontradas e que condicionaram comportamentos adversos em outros projetos.

A previsão dos volumes e dos tipos de materiais muitas vezes torna aconselhável ou mesmo exige, que complementarmente às sondagens mecânicas, outros métodos de investigação, como a geofísica (sísmica de refração e reflexão, eletrorresistividade, GPR etc..) sejam usados para permitir uma melhor elaboração do modelo geológico-geotécnico.

Toda importância deverá ser dada à caracterização geomecânica dos materiais envolvidos. Para isto, serão usados os procedimentos correntes de caracterização de maciços rochosos, entre eles, aqueles desenvolvidos pela ABGE/IPT e ISRM.

As condições hidrogeotécnicas do maciço devem ser avaliadas com segurança através de ensaios de perda d'água, infiltração, bombeamento, instalação de medidores de nível d'água, piezômetros, etc...

O estado de tensões do maciço deve ser avaliado apenas quando necessário, principalmente no caso de se prever a escavação de obras subterrâneas de grande porte e/ou quando se antecipam condições muito anômalas de tensões. Nesses casos, os métodos mais usados são o fraturamento hidráulico, sobreperfuração, etc...

Entretanto, mesmo sendo realizados ensaios, a observação do comportamento do maciço de campo é de fundamental importância e deve ser sistematicamente feita, principalmente quando suportada por retronálise e monitoramento e pode, algumas vezes, permitir aferir resultados de ensaios.

Caso necessário, quando ocorrerem materiais pouco conhecidos ou em condições pouco usuais, dever-se-á obter amostras dos materiais para ensaios de laboratório ou in-situ que complementem as informações obtidas.

### **12.5.2 Previsão das Condições Executivas**

Com base nas investigações geológico-geotécnicas e no estudo do arranjo será feita a previsão das condições executivas que são esperadas e ainda definidos os estudos e análises que se fizerem necessários.

√ Classificação geomecânica dos materiais

Os maciços rochosos serão classificados usando um dos procedimentos usuais. Deverá ser feita a previsão dos tipos de material a ser escavados e sua classificação de acordo com a categoria de escavação. A previsão implica na avaliação dos volumes envolvidos e sua distribuição ao longo da escavação, complementado preferencialmente por seções e mapas que fornecerão uma visualização adequada para o planejamento executivo.

Os seguintes materiais serão diferenciados:

⇒ Material comum, inclui todos os materiais que possam ser escavados

sem a necessidade do uso de bico de lâmina ou escarificador de trator pesado (tipo D8), e que não estejam saturados.

- ⇒ Material escarificável, inclui todos os materiais que exijam o uso sistemático de bico de lâmina e escarificador de trator pesado (D8) e eventual uso de fogacho.
- ⇒ Rocha, inclui os materiais que só podem ser escavados com detonação de explosivos.
- ⇒ Materiais de Dificil Escavação, inclui solos com matacões, solos moles e/ou expansivos, saturados, permanentemente submersos, etc., deverão ser avaliados, localizados e cubados de modo a permitir o planejamento de sua remoção.

#### √ Influências da Água Subterrânea

A posição da água subterrânea tem sido reconhecida como um dos fatores mais importantes na estabilidade de taludes e na escavabilidade dos materiais. No caso de barragens é imprescindível ter-se em conta sua posição antes e depois de cheio o reservatório. No primeiro caso a influência no método de escavação e na estabilidade dos taludes mesmo provisórios tem que ser considerada. No segundo caso são principalmente os taludes definitivos os mais afetados.

Especial atenção deverá ser dada, em maciços heterogêneos, à possibilidade de ocorrência de aquíferos artesianos e suspensos.

A existência da água deve ser sempre definida juntamente com as características de permeabilidade e erodibilidade dos materiais associados, de modo que os tratamentos eventualmente necessários possam ser adequadamente dimensionados.

#### √ Estabilidade de Taludes

A garantia de estabilidade dos taludes será em princípio, e sempre que possível, obtida através da definição de uma inclinação adequada para cada um dos horizontes ocorrentes. Quando tal não for possível, os tratamentos e reforços necessários terão que ser previstos e dimensionados.

Como diretriz geral, para taludes não condicionantes às feições geológicas são indicadas as inclinações dos taludes de escavações para os diversos materiais:



DESCRIÇÃO	TALUDE MÁXIMO
Rocha sã - perm. exposta	1V:0,10H a 1V:0,20H
Rocha sã - temp. exposta	1V:0,10H a Vertical
Rocha decomposta - perm. exposta, submersa	1V:0,75H
Rocha decomposta - perm. exposta, não submersa	1V:1,0H
Rocha decomposta - temp. exposta	1V:0,50H ou mais íngreme
Capeamento - perm. exposto	1V:2,0H a 1V:1,50H
Capeamento - perm. exposto, submerso, sujeito a rebaixamento	1V:2,50H a 1V:2,0H
Capeamento - Temp. exposto	1V:1,50H a 1V:1,0H

Outra questão que deverá ser considerada é a adoção de bermas de segurança ao longo do talude.

O estudo geotécnico deve fornecer os dados necessários para definir os tipos de ruptura possível (ruptura circular, planar, cunha, etc.) o que permitirá escolher o método de análise utilizável. Neste estudo o problema terá que ser focado sempre na escala dos fenômenos superficiais, que afetam pequenos volumes, em geral entre bermas, e a estabilidade global do talude. As feições geológico-geotécnicas que controlam cada caso são diferentes, bem como os parâmetros a serem adotados e as análises a serem elaboradas.

A definição dos parâmetros para análises poderá ser feita com base em estudos estatísticos de materiais semelhantes em obras conhecidas ou da própria obra durante as escavações parciais. Ensaios poderão ser feitos para materiais pouco convencionais ou quando for necessária uma análise muito pormenorizada da estabilidade do talude. Métodos empíricos para definição de parâmetros de maciços rochosos (Hoek e Brown) e de descontinuidades de rochas (Barton e Choubey) poderão ser utilizados.

#### √ Proteção Superficial

Os materiais escavados deverão ser estudados também com a finalidade de se definir sua desagregabilidade e erodibilidade, principalmente junto à superfície de escavação final prevista. Estas informações permitirão prever os tratamentos superficiais a serem aplicados para cada caso e tendo em conta a importância das fundações e dos taludes, provisórios ou permanentes.

#### √ Necessidade de Controle de Vibrações

A execução de detonações próximas às estruturas existentes ou em construção pode exigir um projeto de escavação que limite adequadamente as vibrações produzidas e/ou o lançamento de fragmentos. Muitas vezes as próprias superfícies escavadas e os tratamentos nelas executados precisam ser protegidos.

São indicadas a seguir os limites usuais de velocidades de partículas :

- ⇒ Para concretos com idade maior que 24h e distâncias maiores que 9m  
 $V_{max} = 15\text{cm/s}$
- ⇒ Para concretos com idade menor que 24h e distâncias maiores que 20m  
 $V_{max} = 5\text{cm/s}$
- ⇒ Para distâncias menores que 9m e idades maiores que 24h limitar as deformações a 0,6mm
- ⇒ Para superfícies finais acabadas escavadas em rocha, limitar a velocidade em 30cm/s
- ⇒ 2,5cm/s para proteção de equipamentos eletromecânicos

A minimização de danos aos materiais remanescentes, quando necessária, exigirá um projeto de escavação específico incluindo métodos especiais de fogo (de contorno, pré-fissuramento etc...) e limitação das cargas adjacentes.

#### √ Acabamentos das Superfícies de Escavação

Em função do acabamento que se pretende obter nas superfícies escavadas serão limitadas as sobre-escavações (over-breaks) e as sub-escavações (under-breaks) para cada superfície. No caso das superfícies hidráulicas, principalmente túneis de desvio, tais limitações devem traduzir os critérios adotados na definição das rugosidades admitidas. Serão, então, indicadas no projeto, para cada situação, duas linhas limites : qualquer saliência aquém da linha mais externa (em relação ao maciço) terá que ser removida e qualquer depressão além da linha mais interna terá que ser preenchido com material a ser especificado.

#### √ Acompanhamento Executivo

O projeto de escavação deverá, obrigatoriamente, contemplar um programa de acompanhamento executivo, de modo a caracterizar as condições geológico-geotécnicas encontradas e sugerir adaptações, eventualmente necessárias, visto que as previsões feitas durante o projeto estão sujeitas às inevitáveis variações em função dos imprevistos durante a construção.

### **12.6.1 Escavações a Céu Aberto**

A avaliação das condições de estabilidade dos taludes deverá ser feita para os materiais envolvidos, procurando-se sempre que possível agrupá-los quando possuem comportamentos semelhantes. Deve-se procurar trabalhar sempre com um número mínimo de horizontes ou materiais que venham a exigir definições individualizáveis, de modo a simplificar o projeto. A exagerada simplificação de separar os maciços em função apenas de um “topo de rocha” definido pelo início da sondagem rotativa não deve ser praticado. A diferenciação dos vários horizontes rochosos, função principalmente do seu fraturamento e presença de zonas decompostas, é exigida. Os maciços deverão ser adequadamente compartimentados em função de um bom critério de classificação geomecânica.

A definição da declividade dos taludes de escavação poderá, em muitos casos, ser baseada na experiência com casos semelhantes. Entretanto, em função da responsabilidade e das dimensões dos taludes ou da ocorrência de materiais pouco convencionais, deverão ser feitas análises de estabilidade baseadas em resultados de ensaios de laboratório e de investigações geológico-geotécnicas detalhadas que incluam informações sobre as águas subterrâneas.

O estudo de estabilidade dos taludes deverá sempre ser iniciado pela diferenciação entre materiais estruturados ou compartimentados e materiais não estruturados ou não compartimentados. No primeiro caso se incluem aqueles cuja ruptura estará condicionada pela existência de descontinuidades estruturais do maciço que possuem baixa resistência em relação à rocha intacta.

Para os maciços não compartimentados, as análises de estabilidade deverão basear-se em métodos reconhecidos, tais como: Bishop modificado, Janbu, Morgenstern e Price, Lowe e Karafiath e Sarma. Para maciços rochosos os parâmetros de resistência poderão ser obtidos através de referências bibliográficas com maciços e obras similares ou mesmo com retroanálise quando possível. Métodos semi-empíricos, função da classificação geomecânica do maciço, como o método de Hoek e Brown, poderão ser utilizados.

Para os maciços compartimentados, as análises de estabilidade poderão ser baseadas nos métodos já mencionados, quando aplicáveis, e ainda em métodos como os de Kovary e Hoek e Bray. Os parâmetros de resistência serão aqueles referentes às descontinuidades e não ao maciço. Poderão ser definidos em função da experiência com materiais e obras similares, através de métodos semi-empíricos (Barton e Choubey) ou eventualmente ensaios “in situ”.

Para os materiais estruturados os estudos de estabilidade deverão considerar dois domínios: a estabilidade superficial e a estabilidade global do talude. A diferenciação das feições que podem ser importantes para cada um dos domínios será feita com base na sua persistência, espaçamento e atitudes.

#### √ Estabilidade Superficial

A inclinação e altura da face das bancadas deverão em princípio ser otimizadas de modo que sejam minimizados os tratamentos e as contenções necessárias e atendidas as necessidades executivas. No caso de taludes de encosto de estruturas pode ser de interesse minimizar os volumes do material a ser lançado (por ex.: concreto) o que pode levar à adoção de taludes mais íngremes, bermas menores, etc., com contenções mais intensas, se for o caso.

#### √ Estabilidade Global

Será governada pela eventual ocorrência de descontinuidades de grande extensão, compatíveis com as dimensões dos taludes. Será garantida sempre que possível por uma inclinação média conveniente, obtida por adequada combinação dos parâmetros: inclinação das faces, altura das bancadas e largura das bermas. O tratamento estabilizante, em princípio admitido, será a drenagem profunda. Tratamentos especiais, como ancoragem profunda, só devem ser adotados em casos especiais.

A estabilidade dos taludes permanentes em solo deverá ser verificada utilizando-se de processos analíticos, bem como considerações semelhantes às estabelecidas para os parâmetros de resistência, descritos no item 10.3 do capítulo 10, prevalecendo entretanto as seguintes condicionantes:

- a) os ensaios para definição da resistência deverão ser adensados, não drenados, com medida de poropressões, para obtenção de parâmetros de resistência efetiva.
- b) as tensões confinantes deverão ser compatíveis com o peso de terra do maciço antes da escavação.
- c) a saturação dos corpos de prova deverá ser feita por percolação sem utilização de contrapressão.

Os taludes submersos serão analisados para a condição de regime permanente e os não submersos para a condição de regime permanente e de chuvas intensas. Os níveis piezométricos, a serem considerados nas análises, deverão ser os mais realistas possíveis, tendo em conta, as observações a serem obtidas com a instalação de medidores de nível d'água e piezômetros durante a implementação do

programa de investigação geológico-geotécnica e os dados dos postos pluviométricos representativos da área. Devem ser também consideradas as influências do reservatório e das escavações adjacentes.

As poropressões a serem aplicadas nas análises para a condição de chuvas intensas deverão ser definidas através do traçado de redes de percolação, considerando os níveis piezométricos máximos possíveis de serem obtidos através de observações, correlações e/ou simulações com intensidades de chuvas de várias durações.

Os taludes dos canais de adução, aproximação ou mesmo de restituição em geral sofrem interferências dos reservatórios, podendo ocorrer em muitos casos, oscilações rápidas que, para taludes em solo, dependendo das suas características de permeabilidade, podem conduzir a situação de rebaixamento rápido, devendo nesse caso ser analisado, segundo a metodologia deste tipo de carregamento já tratada no item 10. Entretanto, a situação crítica para esses taludes pode também ser a condição de chuvas intensas (combinadas à condição de nível d'água mínimo no canal).

Os critérios para fixação de fatores de segurança mínimos a serem atendidos deverão considerar o potencial de dano de cada caso:

- a) Para os taludes que interferem diretamente na segurança e operação da Usina (cortes em escavação de vertedouro e casa de força, canais de adução, aproximação e restituição etc...), os coeficientes de segurança para a condição de regime permanente (situação que não seja a de chuvas intensas nem a de rebaixamento rápido), deverão ser maiores que 1,5. Para a condição de chuvas intensas, os coeficientes de segurança deverão ser maiores que 1,3, sendo os mesmos requisitos aplicados aos taludes de subestações cuja ruptura eventual atinja os equipamentos elétricos da subestação. Em casos excepcionais em que os danos decorrentes de um eventual deslizamento sejam muito elevados, caso de canais de aproximação de vertedouro cujas rupturas comprometem a extravasão de cheias, o fator de segurança mínimo para a condição de chuvas intensas deverá ser superior a 1,3.
- b) Para os taludes de escavações e aterros de obras complementares tais como estradas, subestações cuja ruptura não atinja equipamentos etc..., os coeficientes de segurança para a condição de regime permanente deverão ser maiores que 1,3. Para a condição de chuvas intensas os coeficientes de segurança deverão ser maiores que 1,1.

A altura máxima das bancadas deve ser considerada em princípio da ordem de 10m. Alturas menores deverão ser adotadas para materiais muito instáveis ou erodíveis. Alturas maiores poderão ser adotadas para rocha sã. Serão sempre previstas as banquetas mínimas para encabeçamento dos equipamentos de perfuração. A largura mínima das bermas deverá também ser definida como suficiente para acomodar as eventuais quedas de blocos.

Taludes naturais que possam representar riscos à segurança das obras serão também objeto de análise com os mesmos critérios considerados para os taludes de escavação permanente.

No estabelecimento dos parâmetros de resistência dos maciços rochosos são admissíveis a aplicação dos métodos semi-empíricos de Hoek e Brown, com base em adequada classificação desses maciços.

Para os parâmetros de resistência das descontinuidades valem :

- ⇒ Descrição geomecânica semi-quantitativa das descontinuidades (ISRM).
- ⇒ Ensaios expeditos de campo, em amostras de mão ou testemunhos de sondagem (cisalhamento direto em testemunhos de sondagem, compressão puntiforme).
- ⇒ Ensaios de laboratório ou "in-situ".
- ⇒ Experiência com casos similares.

Em qualquer caso o estabelecimento de parâmetros para o maciço terá por base o modelo geomecânico estabelecido. Na utilização de resultados de ensaios o efeito de escala terá que ser considerado para a aplicação no protótipo.

### **12.6.2 Escavações Subterrâneas**

Sempre que possível a forma e orientação das escavações subterrâneas serão determinadas pelas condicionantes geomecânicas. As dimensões são em geral definidas por motivos hidráulicos, mas poderão haver indicações geomecânicas que venham limitar tais dimensões e conseqüentemente alterá-las.

O dimensionamento inicial dessas escavações poderá ser feito por métodos empíricos com base em classificação de maciços rochosos conforme proposto por Rocha, Barton e Bieniawski. Cavidades de forma complexa e/ou submetidas a carregamentos extraordinários ou com condições geomecânicas difíceis poderão exi-

gir análises por métodos numéricos, como o Método dos Elementos de Fronteira, Método dos Elementos Finitos, Método das Diferenças Finitas, etc. Qualquer dimensionamento feito deverá ser considerado como preliminar e sujeito a confirmação durante a fase de execução. No projeto das escavações subterrâneas deverá ser sempre considerado como imprescindível um acompanhamento executivo cuidadoso que permita a adaptação do projeto às condições reais encontradas.

Os métodos de suporte eventualmente necessários serão definidos com base em sua adequabilidade técnica e econômica, durabilidade e facilidade de instalação. O projeto de escavação deverá considerar a logística para remoção dos materiais escavados, seja, por poço ou galerias.

### **12.6.3 Projeto de Drenagem para Escavação**

Dois tipos de drenagens deverão ser considerados para os taludes: a superficial e a profunda. A primeira controlará o efeito das chuvas sobre o talude e constará basicamente de canaletas e descidas de água dimensionadas para chuvas de tempo de recorrência de 50 anos. Em geral as canaletas individuais dimensionadas são muito pequenas predominando a definição da dimensão mínima em função da disponibilidade no mercado, para as pré-moldadas, ou uma dimensão praticamente exequível e que permita uma manutenção/limpeza adequada. Deverá ser dada preferência a estruturas de concreto, moldadas in-situ, em terreno natural. A declividade deve ser tal que permita a água desenvolver certa velocidade para lavagem de material caído dos taludes, com previsão de caixas de acumulação de sedimentos e de dissipação, onde necessários.

A drenagem profunda tem por objetivo manter o lençol freático com nível controlado ou evitar surgências de água descontrolada em pontos críticos do talude. O projeto implicará na escolha do sistema a ser utilizado (furos, poços, galerias) e na definição das dimensões e quantidade dos elementos drenantes. O projeto deverá ter em conta a necessidade de controle de qualquer possível carreamento de material dimensionando adequadamente os filtros necessários. Todo o projeto de drenagem subterrânea deve ter em conta a possibilidade de variação do nível d'água tanto sazonal como após o enchimento do reservatório.

A drenagem de obras subterrâneas poderá ser fator decisivo para a sua estabilização principalmente quando executada previamente à escavação. Além do mais, em obras hidrelétricas, as condições hidrogeológicas podem mudar substancialmente para as obras subterrâneas em função da fase da obra, o que terá que ser

sempre cuidadosamente analisado. Especial atenção deve ser dada aos túneis de desvio nas fases de construção, operação, fechamento das comportas, construção do tampão e fechamento do tampão e nos túneis de adução na consideração de pressões hidrodinâmicas.

#### **12.6.4 Projeto de Proteção Superficial de Taludes em Solo**

A necessidade de proteção superficial será definida em função das características de erodibilidade dos materiais do terreno. O projeto será elaborado empiricamente com base na experiência com materiais e obras similares tendo-se em conta, além do material, a inclinação do talude e as possibilidades de manutenção. Será dada preferência aos tratamentos com cobertura vegetal, desde que os taludes de face tenham inclinação mais suave ou igual a 1,5H : 1V. Para taludes mais íngremes, haverá de se ter cuidados especiais na fixação da proteção vegetal. As espécies selecionadas serão aquelas com comprovado sucesso na região. O estudo deve levar em conta a fertilidade do solo natural e a necessidade de implantação de camada de solo vegetal. Sempre que possível os métodos escolhidos devem ter em vista a minimização dos serviços de manutenção, durante a operação do aproveitamento.

#### **12.6.5 Tratamento de Taludes Rochosos**

Os tratamentos dos taludes rochosos serão superficiais ou profundos, dependendo do tipo de instabilizações potenciais que possam vir a ocorrer.

##### √ Tratamentos superficiais

Destinados a conter a queda de blocos visando a estabilização das bancadas individuais, após a remoção dos choccos, podendo ser localizados ou sistemáticos. Esses tratamentos serão constituídos basicamente de:

- ⇒ chumbadores ou ancoragens;
- ⇒ furos/tubos de drenagem.
- ⇒ telas metálicas;
- ⇒ tratamentos profundos

##### √ Aplicados para prover a estabilização de pontos específicos do talude :

- ⇒ ancoragens especiais;
- ⇒ drenagem profunda: furos e galeria.



Os tratamentos localizados serão apenas mencionados nos desenhos de escavação, mas deverá ser elaborado um documento específico sobre os critérios de sua aplicação no campo em função de um programa de acompanhamento executivo. A responsabilidade do dimensionamento dos tratamentos localizados é do projeto.

#### **12.6.6 Tratamento das Escavações Subterrâneas**

O Projeto fará um pré-dimensionamento dos suportes necessários para cada seção tipo e definirá os critérios para suas adaptações às condições reais de campo, em função da caracterização e classificação geomecânica.

A estabilização de escavações subterrâneas será obtida sempre pelo uso de materiais não perecíveis, sendo vetado o uso de madeira.

Em princípio, deve-se associar a aplicação de suporte a um adequado programa de instrumentação executiva. A compatibilização entre a rigidez do suporte e as deformações previstas e desejadas para o maciço é imprescindível.

Os métodos convencionais de suporte são:

- ⇒ Cambotas metálicas e enfilagem,
- ⇒ Ancoragens ativas ou passivas;
- ⇒ Concreto projetado com ou sem adição de fibras,
- ⇒ Tela metálica;
- ⇒ Concreto moldado, armado ou simples.
- ⇒ Injeções prévias de consolidação.

#### **12.6.7 Controle Ambiental das Escavações Subterrâneas**

O controle ambiental é essencial ao provimento de condições seguras de trabalho. A ventilação é vital, não só no fornecimento de ar fresco, como na remoção de gases oriundos das explosões e ou gerados por equipamentos.

Altos níveis de ruído gerados por equipamentos, em geral, e dutos de ventilação forçada frequentemente obrigam o uso de Protetores auriculares de ouvido e linguagem por sinais.

### **12.7.1 Escavações a Céu Aberto**

O projeto geométrico da escavação se constitui na elaboração dos desenhos (plantas e seções) que permitam a sua perfeita locação no campo. Para tanto deverão possuir todas as dimensões, inclinações e elevações precisamente definidas e amarradas a um sistema fixo de referência perfeitamente estabelecido no campo.

O projeto geométrico de talude deverá incluir:

- ⇒ A altura de cada bancada,
- ⇒ A inclinação da face de cada bancada;
- ⇒ A largura de cada berma, bem como suas declividades tanto no sentido longitudinal como no transversal.

O projeto geométrico deverá consubstanciar todos os estudos elaborados de modo a compatibilizar as várias condicionantes geológico-geotécnicas inclusive as oscilações possíveis dos contatos entre diferentes horizontes geológico-geotécnicos.

Os desenhos poderão ser elaborados incluindo todas as categorias envolvidas ou por categoria de escavação: escavação comum, escavação escarificável, escavação em rocha, escavação especial, etc...

Os tratamentos a serem realizados nas superfícies escavadas serão indicados nos desenhos gerais, mas serão detalhados em desenhos específicos.

A forma final do talude deverá ser função não apenas de sua estabilidade e requisitos hidráulico-geotécnicos mas também deverá ter em conta as condições de manutenção a longo prazo. O uso de bermas, principalmente em solos, é imprescindível sendo que pelo menos algumas deverão garantir acesso a equipamentos convenientes.

### **12.7.2 Escavações Subterrâneas**

O projeto geométrico da escavação subterrânea deverá incluir todas as dimensões pertinentes que definam, sem possibilidade de dúvida e sem ambigüidade, as diferentes seções da escavação e o seu posicionamento relativo. Estas dimensões podem ser cotas, elevações, alturas, larguras e comprimentos das diferentes geometrias etc...

A forma da escavação será função também do seu desempenho durante a construção. Neste sentido a instrumentação, em certos projetos, é de fundamental importância para a determinação da geometria final de certas escavações.

## 12.8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. CEMIG Companhia Energética de Minas Gerais – “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas ” (1994).
2. Deere, D. U. e Patton, F. D. ( 1971): “Slope Stability in Residual Soils”, Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico.
3. Barton, N.R. e Choubey, V. (1977): The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics*, 10:1-54.
4. Hoek E., e Brown, E. (1980): Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, Londres.
5. Kovari, K. e Fritz, (1978): Slope stability with plane, wedge and polygonal surfaces, *Symposium on Rock Mechanics related to dam foundations*, Rio de Janeiro.
6. Hoek e Bray, (1977): Rock Slope Engineering, The Institution of Mining and Metallurgy, Londres.
7. Bromhead, E. N. (1986): The Stability of Slopes, Surrey University Press, Londres.



Este capítulo trata dos critérios para projeto dos tratamentos a serem realizados nas fundações das diversas estruturas de uma Usina Hidrelétrica.

Os tratamentos para taludes escavados em solos ou rocha estão tratados no item “12 – ESCAVAÇÕES”.

Entende-se por tratamento o conjunto de operações destinadas a preparar a fundação de cada estrutura para se comportar com as características admitidas no projeto.

### **13.1** **GENERALIDADES**

São considerados os tratamentos superficiais e profundos rotineiros e alguns métodos especiais. A seleção de cada método deve levar em consideração as características da fundação a ser tratada, o tipo de projeto e os custos envolvidos.

São considerados ainda os critérios de liberação de fundações que devem ser utilizados com a finalidade de aprovar os serviços de tratamento executados.

No desenvolvimento do projeto de tratamento, serão levados em consideração os limites definidos no projeto geométrico da escavação e tratado no Capítulo 12.

Os objetivos principais dos tratamentos são:

- ⇒ Melhorar e garantir as condições de contato do material a ser lançado com a sua fundação.
- ⇒ Melhorar as qualidades mecânicas do maciço, seja de resistência ou de deformabilidade.
- ⇒ Redução da permeabilidade da fundação e/ou homogeneização de fluxos pela fundação.
- ⇒ Controle das sub-pressões.
- ⇒ Evitar o carreamento de solos pela fundação.

É importante que o Projeto defina claramente o objetivo que justifica o tratamento ou seja seu custo/benefício e os parâmetros que serão usados para controle dos resul-

tados. Quando da análise crítica dos processos de tratamento de fundação possíveis resultar conveniente a remoção dos materiais, esta deverá ser tratada conforme previsto no capítulo 12 – (ESCAVAÇÕES).

O modelo geológico-geotécnico incluindo o hidrogeológico (modelo hidrogeotécnico) deve ser o principal instrumento de análise das condições dos maciços de solo e/ou rocha a serem tratados, levando em conta os requisitos de fundação de cada estrutura. Em função desses dados o tipo e extensão dos tratamentos são definidos.

A justificativa econômica deverá ser sempre apresentada na definição da necessidade real dos tratamentos a serem executados na fundação da estrutura. Deverá ser sempre demonstrada a necessidade dos tratamentos com base na segurança da obra, justificada através de memória de cálculo que indique claramente os objetivos a serem atingidos com os métodos propostos. Após a definição da necessidade de tratamentos da fundação, o projeto deverá verificar qual o tipo de tratamento a ser executado vinculado principalmente à maior eficiência dentro do menor custo considerando inclusive a possibilidade de remoção dos materiais em lugar de seu tratamento. Deverá ser feita uma análise comparativa de custos entre os métodos de tratamentos adequados a cada caso.

Deverão ser utilizadas principalmente técnicas convencionais de tratamento disponíveis no mercado nacional e que tenham sido utilizadas, aferidas e aceitas em outras obras similares.

Para qualquer tratamento que deva ser feito por exigência do projeto utilizando técnicas não convencionais ou não disponíveis no mercado nacional, deverão ser demonstradas sua aplicabilidade e eficiência. Para o caso proposto, poderão ser solicitados testes de campo no local de implantação da obra para aferição do método e equipamentos propostos para cada tratamento.

Os métodos deverão ser propostos, inicialmente, pela Projetista, podendo ser discutidos e questionados pelo Construtor ou Responsável pelo Empreendimento, com vistas à sua adequação ou para a utilização de métodos alternativos que resultem numa solução técnica ou econômica mais favorável.

## 13.2 TRATAMENTO SUPERFICIAL

O tratamento superficial tem por objetivo preparar a superfície da fundação para receber o material que lhe será sobreposto. Para tratamentos de taludes deve ser consultado o Capítulo 12 – “ESCAVAÇÕES”.

Deverão ser considerados aqui apenas os trabalhos realizados diretamente na superfície do terreno. Tratamentos sub-superficiais, mesmo rasos, desde que sistemáticos, deverão ser abordados como tratamento profundo. Apenas se deve considerar aqui tratamentos localizados para feições específicas.

A seqüência de tratamentos superficiais é similar para os diversos tipos de interface estrutura-fundação, sendo estes tratamentos diferenciados em função de sua intensidade de aplicação e dos materiais envolvidos. Deverão ser diferenciadas as condições de fundação em solo e em rocha e os materiais que cobrirão a fundação: concreto e aterro, solo ou enrocamento.

Nestes critérios as várias fases são descritas seqüencialmente independentemente do tipo de fundação e estrutura.

### 13.2.1 Remoção de Materiais Indesejáveis

O projeto de fundação de cada estrutura definirá os tipos de materiais adequados para a fundação da estrutura em consideração. O projeto deverá definir limites aceitáveis para a permanência de cada material em cada estrutura, quando for possível.

A remoção de materiais indesejáveis, com características que não atendem o Projeto, é tratada basicamente no Capítulo 12 ESCAVAÇÃO. Entretanto, pode ser de interesse analisar comparativamente a remoção de tais materiais e os tratamentos ou reforços necessários.

O projeto de tratamento superficial se inicia portanto pela consideração da possibilidade e/ou interesse na remoção de materiais indesejáveis ainda remanescentes na fundação. Caso se defina pela remoção, os critérios para controle deverão ser informados de forma objetiva com base nas características visuais dos materiais ou as características de resistência, deformabilidade e permeabilidade pretendidas, indicando a forma de aferição das mesmas e o procedimento de acompanhamento geotécnico.

### 13.2.2 Regularização da Fundação

As irregularidades topográficas existentes na fundação podem causar problemas de concentração de tensão nas estruturas e/ou dificuldades executivas, o que pode justificar sua eliminação.

O projeto definirá qual o tratamento a ser realizado, se remoção por escavação, retaludamento ou regularização com material adequado, em geral concretagem, e se de maneira localizada ou generalizada. Deverá ser feita justificativa quanto à solução adequada analisando-a não só no aspecto técnico-econômico como também de cronograma executivo.

Taludes de altura significativa, muito íngremes ou mesmo negativos, para determinados materiais e alturas da barragem, podem ter que ser suavizados para garantir uma melhor distribuição de tensão dentro da estrutura. O projeto definirá a posição em que eles terão que ser tratados, o ângulo máximo de inclinação aceitável, a conformação que deve ser dada ao terreno e também o método de escavação exigido. Sempre se procurará definir um método de escavação que minimize abalos no material remanescente.

### 13.2.3 Limpeza

A limpeza é a remoção de todo material solto na fundação.

O projeto deverá considerar a execução da limpeza em duas fases: a limpeza grossa e a fina, esta última incluindo a lavagem. Serão definidas as limitações quanto ao uso de equipamentos em cada fase e quanto à pressão de água e/ou ar do processo de lavagem. Estes processos serão definidos levando em conta a erodibilidade e desagregabilidade dos materiais da fundação e o rigor necessário.

Descontinuidades geológicas individuais que pela sua extensão e/ou abertura justifiquem tratamentos localizados terão tais tratamentos projetados de acordo com o objetivo a ser alcançado, envolvendo remoção parcial do material de preenchimento e substituição por outros adequados, em função do material que será lançado.

### 13.2.4 Recobrimento Superficial

A necessidade de A necessidade de recobrimento superficial da fundação será definida em função da possibilidade de ocorrer carreamento do material do aterro



para feições da fundação ou do material da fundação para dentro do aterro. O projeto definirá o material a ser usado e sua espessura e terá em conta a compatibilidade de deformação entre ele, o material a ser lançado sobre ele e a fundação.

Os materiais a serem considerados são os filtros granulares, o concreto poroso, argamassa, concreto lançado, concreto varrido (*slush grouting*), emulsão asfáltica, etc. O emprego eventual de geossintéticos e de emulsões asfálticas deverá ser avaliado de forma criteriosa, em particular para o caso dos geossintéticos, com atenção para sua durabilidade e manutenção de características físicas ao longo da vida da obra (filtração, impermeabilização, possibilidades de colmatação, etc.).

O recobrimento superficial poderá também ser necessário para proteção de materiais com características de desagregação intempérica, o que terá que ser estudado economicamente frente à possibilidade de protelar um certo tempo a escavação dos materiais até a época do lançamento da estrutura.

### **13.2.5 Drenagem Superficial**

O tratamento superficial deverá considerar a necessidade de controle de surgências durante o lançamento dos materiais, e que terão função puramente executiva.

Entretanto, tais drenagens podem ser associadas às drenagens definitivas colocadas sobre a fundação. Materiais granulares em tapete ou drenos franceses e meias canas de concreto deverão ser considerados prioritariamente. Sua definição será feita pelo projeto da estrutura, desde que seu objetivo principal seja o controle de subpressão.

No caso de fundações em rocha para assentamento de zonas de vedação de barragens de terra ou de terra-enrocamento, os eventuais drenos deverão ser convenientemente dispostos de forma a permitir sua posterior injeção, após a subida do aterro.

### **13.2.6 Injeções Localizadas**

São consideradas aqui apenas aquelas de pequena profundidade com o objetivo de vedar zonas abaladas pela detonação, contatos do concreto de regularização com a fundação, drenos provisórios, descontinuidades geológicas específicas, etc. Deverão ser definidos os tipos de furação, sua orientação e profundidade, em função das feições a serem injetadas. Os materiais e critérios de injeção são os mesmos da injeção profunda.

## 13.3 TRATAMENTOS PROFUNDOS

O tratamento profundo da fundação tem por objetivo melhorar as propriedades do maciço em seus aspectos de resistência, deformabilidade e permeabilidade ou prover meios para sua melhor drenagem. A redução de permeabilidade não tem efeito direto na estabilidade mas contribui para a diminuição do fluxo afluyente ao sistema de drenagem. A intensidade do programa de injeções depende do interesse de cada projeto. Em geral existe um limite prático de efetividade da injeção, não sendo possível obter uma estanqueidade total, o que é função da dimensão dos vazios a serem preenchidos.

Em geral, no Brasil, não há necessidade do projeto contemplar impermeabilização absoluta do maciço, para não incorrer em altos custos com poucos ganhos em eficiência.

Outra justificativa que pode levar à injeção é a necessidade de homogeneizar a fundação eliminando zonas de grande concentração de fluxo, principalmente quando há risco de erosão interna.

### 13.3.1 Projeto Geotécnico

Os tratamentos profundos têm sido normalmente dimensionados em bases puramente empíricas, usando a experiência adquirida em outros projetos. Usa-se sempre o conceito que o projeto corresponde apenas a um pré-dimensionamento e que as decisões finais devem ser tomadas no campo, durante a execução, em função das condições reais encontradas.

Sem tirar o valor da experiência prévia nem das inevitáveis adaptações durante a execução, o projeto dos tratamentos profundos deverá ser executado utilizando análise da sua necessidade e dos objetivos a serem alcançados.

Os tratamentos profundos terão que ser objeto de um projeto geotécnico de dimensionamento, justificado técnica e economicamente.

Em alguns casos justifica-se um teste de injeção na área de modo a melhor dimensionar o projeto.

### **13.3.2 Consolidação da Fundação**

A necessidade da consolidação de uma fundação será função dos requisitos estruturais e da impossibilidade de atendê-los com os materiais existentes ou quando for mais econômico ou conveniente o tratamento do que a remoção.

A análise terá que conter a avaliação das condições existentes, um estudo da possibilidade de tratamento com base na experiência existente e nos métodos disponíveis e a avaliação técnico-econômica para o caso específico.

O método mais comum e que deve ser considerado em primeiro lugar é a consolidação por injeção de calda de cimento. A finalidade das injeções de consolidação é melhorar a resistência e/ou deformabilidade e a homogeneidade da parte superior da rocha de fundação, quando excessivamente fraturada ou quando eventualmente for abalada pelas detonações.

O projeto incluirá a definição da região do maciço a ser tratada, tipo de perfuração, malha inicial, tipo de injeção, uso de obturadores especiais, tipo de calda, critérios de fechamento de malha e alteração de calda, etc.

Critérios para verificação direta do produto acabado deverão ser estabelecidos e não apenas com base nos resultados da injeção. Métodos indiretos como os geofísicos ou diretos como medição de deformabilidade in-situ poderão ser considerados.

### **13.3.3 Injeção Profunda das Fundações**

O processo de injeção considerado será o de argamassa ou calda de cimento executada através de furos dispostos ao longo de linhas, formando uma cortina. O objetivo será diminuir a percolação pelas fundações reduzindo o fluxo afluyente aos sistemas de drenagem. Outra questão que pode justificar as injeções é a existência de altas permeabilidades associadas a material erodível. Entretanto, em geral o objetivo principal das injeções é homogeneizar o maciço da fundação, eliminando zonas de concentração de fluxos muito elevados diminuindo os riscos de erosão e melhorando a representatividade das análises teóricas.

O objetivo da injeção e as metas a serem atingidas terão que ser bem definidos, de modo a orientar o projeto.

O projeto de injeção deverá abordar os seguintes pontos:

- ⇒ Modelos hidrogeotécnicos da fundação, com base no resultado das investigações e ensaios.
- ⇒ Definição da posição da(s) cortina(s), número de linhas, diâmetro dos furos, inclinação dos furos, profundidades. A orientação e profundidade dos furos devem ser definidas tanto quanto possível em função do modelo hidrogeotécnico, e em segundo lugar em função da altura da barragem.
- ⇒ Espaçamento dos furos primários e critérios para fechamento da malha, seqüência da injeção.
- ⇒ Definição das caldas a serem usadas, aditivos, argilas, critérios para engrossamento de calda, ensaios de controle de campo e as pressões de injeção a elas associadas.
- ⇒ Ensaios de verificação dos resultados e critérios para aceitação do tratamento.
- ⇒ Durabilidade da cortina a longo prazo, principalmente levando em conta a possibilidade de lixiviação da calda em condições agressivas da água de percolação.

Na definição dos pontos acima, deverão ser efetuadas as seguintes considerações:

- ⇒ Todo o esforço deve ser feito para se concentrar o trabalho de injeção da cortina em uma única linha. Um maior número de linhas pode se justificar junto à superfície em áreas muito desconfinadas e com grande número de juntas abertas. Neste caso o confinamento superficial com laje de concreto suficientemente espessa para acomodar o obturador deve ser considerada.
- ⇒ O critério para definição da profundidade da cortina deve ser sempre que possível geológico.
- ⇒ A orientação dos furos deve ser selecionada de modo a atender à posição e atitude das discontinuidades geológicas principais.
- ⇒ As pressões de injeção devem ser definidas com base em ensaios de "macaqueamento hidráulico", havendo interesse em usar pressões as mais altas possíveis de modo a melhorar a eficiência das injeções. O critério de limitação da pressão a  $0,25 H/m$  (pressão efetiva em  $kg/cm^2$  e  $H$  em metros, sendo  $H$  a profundidade média do trecho em injeção) só deve ser considerado em princípio para rochas fraturadas horizontalmente e próximo à superfície.

- ⇒ Os fatores  $A/C$  (em peso) das caldas devem ser determinados com base em ensaios específicos. Caldas ralas ( $A/C > 2$ ), reconhecidamente instáveis, devem ser evitadas.
- ⇒ O posicionamento das cortinas será função das necessidades de estabilidade do projeto, tendo em conta posição das cortinas de drenagem e o modelo hidrogeotécnico.

O posicionamento não precisa se restringir aos limites das estruturas propriamente ditas, admitindo-se a construção de uma extensão da estrutura para montante, sob a qual as cortinas possam ser localizadas, o que pode também se justificar no aspecto executivo.

#### 13.3.4 Drenagem Profunda das Fundações em Rocha

A drenagem das fundações de uma barragem tem o objetivo de controlar as subpressões nas estruturas e portanto, tem uma grande influência na sua estabilidade.

Mesmo que complementada por drenagem colocada ao longo da fundação, o sistema de drenagem principal é obtido através de furos (roto percussivos ou rotativos), em geral descarregando em galerias de drenagem dentro das estruturas de concreto. A possibilidade de implantação de galerias ou poços dentro da própria rocha deve ser considerada, sempre com a preferência para drenagem por gravidade. As galerias devem ser projetadas de modo a poderem ser sempre mantidas drenadas, preferencialmente por gravidade ou mesmo por bombeamento. Galerias inundadas só devem ser adotadas em caso especial.

Os túneis de desvio podem ser integrados ao sistema drenante do projeto.

Em princípio, cada cortina de drenagem devem consistir de apenas uma linha de furos. Linhas adicionais podem ser requeridas em áreas específicas de afluxo exagerado. O espaçamento será definido em função da permeabilidade do maciço, podendo ser definido de maneira sistemática ou função das condições hidrogeotécnicas do maciço. A profundidade será compatível com a profundidade da cortina de injeção adjacente, admitindo-se um valor inicial para a drenagem de 80% da injeção, devendo sempre atravessar o trecho fissurado superficial.

O projeto de drenagem profunda incluirá:

- ⇒ Disposição das linhas de drenagem, diâmetro dos furos, espaçamento, profundidade, inclinação, tipo de perfuração.
- ⇒ Critérios para verificação da drenabilidade do furo antes e após enchimento do reservatório e a necessidade de submetê-lo a processos de limpeza ou de substituição por outro.
- ⇒ Análise da necessidade de filtro e de proteção contra colmatção. Levar em conta os fenômenos de carreamento físico como também químico-biológico.
- ⇒ Critérios para verificação da eficiência da drenagem e necessidade de ampliação do sistema, a serem executados já na fase de enchimento. Sempre que possível, a instalação do sistema de drenagem deve passar por uma fase de verificação intermediária, por exemplo, quando o reservatório atinge o nível da soleira do vertedouro ou mesmo em etapas intermediárias de desvio do rio quando as estruturas principais sofrem algum tipo de solicitação por carga hidráulica. Esta verificação deverá estar baseada em observações de instrumentação apropriada, de medição de vazões de infiltração, observações visuais, etc.
- ⇒ Apesar de separados em itens diferentes deve ficar claro que os dispositivos de injeção e drenagem tem que ser analisados conjuntamente.
- ⇒ Nas fundações em que o fluxo é controlado predominantemente pelas descontinuidades do maciço rochoso, o diâmetro dos furos tem pouca influência na eficiência da drenagem não sendo necessário adotar diâmetros acima dos disponíveis nas sondagens convencionais (max. - 10cm). Perfurações a roto-percussão são em geral aceitáveis.
- ⇒ Considerando a importância da eficiência do sistema de drenagem profunda em rocha para a estabilidade da estrutura sobre ela apoiada, a mesma deve ser mantida e acompanhada com vistas à preservação de suas características. A drenagem profunda deverá estar diretamente associada à instrumentação de auscultação da estrutura, seja pela medição direta das vazões coletadas pelo sistema, seja pelos níveis de subpressão resultantes na fundação já que são dela diretamente dependentes.
- ⇒ Sempre que a responsabilidade da obra o exigir, o projeto deverá prever rotinas para o monitoramento do sistema de drenagem profunda na fase de implantação e em etapas intermediárias da obra em que a estrutura é solicitada hidráulicamente (medição de níveis freáticos ou

de vazões jorrantes). Tais dados serão de valia para comparações futuras quando da operação normal da estrutura, servindo de base para a programação de eventuais intervenções de manutenção.

### 13.3.5 Drenagem Profunda das Fundações em Solo

A drenagem profunda das fundações em solo é normalmente executada nos casos onde ocorrem camadas superficiais e de baixa permeabilidade a jusante que exercem um bloqueio da saída do fluxo, elevando as subpressões nessa região da barragem e comprometendo sua estabilidade ou mesmo criando condições para a ocorrência de fluxos de saída concentrados. Deverão ser verificadas as possibilidades de drenagem através de poços de alívio ou de trincheiras drenantes, dependendo das condições geotécnicas, hidrogeológicas e metodologia executiva.

## 13.4 CRITÉRIOS PARA LIBERAÇÃO DE FUNDAÇÕES

Definem-se como critérios para liberação de fundações o conjunto de regras que permitam julgar sobre a adequabilidade da fundação ao exigido pelo projeto.

As recomendações específicas devem ser referentes ao aspecto da superfície final (rugosidade, umidade, presença de cavidades, desníveis topográficos, etc), e a qualidade geomecânica do maciço (bolsões de material decomposto, presença de descontinuidade com atitudes desfavoráveis, zonas fraturadas, etc). Estas recomendações devem variar caso a caso em função da estabilidade do conjunto fundação-estrutura.

Antes da liberação final, o projeto deverá exigir o cuidadoso mapeamento geológico estrutural da superfície da fundação em escala compatível com a escala da obra onde sejam indicadas as litologias existentes, os sistemas de descontinuidades mais importantes, os graus de fraturamento, de decomposição e de consistência do maciço rochoso, ocorrência de infiltrações, eventuais ensaios e investigações realizadas e outras informações julgadas de interesse para uma posterior análise do comportamento da estrutura quando a obra estiver em operação.

A liberação da fundação deve ser feita imediatamente antes da implantação da estrutura e qualquer atraso que permita a possibilidade de modificação das condições exigidas implicará na necessidade de nova liberação.

## 13.5

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. CEMIG Companhia Energética de Minas Gerais - "Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas" (1994).
2. ELETRONORTE Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A. - Projeto Básico da Usina Hidrelétrica de Santa Isabel - Critérios Gerais de Projeto Civil - Estruturas - Brasília (Fevereiro de 1986).
3. ELETRONORTE Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A. - Projeto Executivo da Usina Hidrelétrica Tucuruí - 2ª Etapa - Especificações Técnicas - Preparo e Tratamento de Fundações - Tucuruí (1998).
4. ITAIPU Binacional - Usina Hidrelétrica de Itaipu - Tratamento de Fundações (1982).



**14.1**  
**GENERALIDADES**

Antes de iniciar-se a apresentação deste Capítulo, é importante esclarecer-se a diferença entre os conceitos de *Auscultação* e *Instrumentação*:

√ **Auscultação**

É o conjunto de métodos de observação do comportamento de uma determinada obra de engenharia, com o objetivo de controlar as suas condições de segurança, comprovar a validade das hipóteses e dos métodos de cálculo utilizados no projeto, verificar a necessidade da utilização de medidas corretivas, fornecer subsídios para a elaboração de novos critérios de projeto, etc.[1].

√ **Instrumentação**

Refere-se ao conjunto de dispositivos instalados nas estruturas e em suas fundações objetivando monitorar seu desempenho através de medições de parâmetros, cujos resultados, devidamente analisados e interpretados, servirão para avaliar suas condições de segurança.

Como pode-se depreender das definições acima, o conceito de Auscultação é mais abrangente, pois engloba desde o plano de instrumentação, com a especificação dos instrumentos a serem instalados, cuidados a serem tomados na instalação, metodologia de leitura e manutenção dos instrumentos, frequências de leituras, etc., passando pela definição de valores de referência para futura comparação com os valores medidos, e definição das rotinas e frequência das inspeções visuais.

Apresentam-se neste Capítulo os critérios de projeto, com algumas diretrizes gerais para nortear a implementação do plano de auscultação das obras civis de um empreendimento hidrelétrico. Neste, são contempladas as estruturas de barramento, compreendendo barragem, vertedouro, estruturas de geração, diques e obras auxiliares, assim como suas fundações.

Deve-se sempre ter em mente que um dos objetivos principais do plano de auscultação é a supervisão das condições de segurança estrutural do empreendimento, durante toda sua vida útil, procurando-se detectar antecipadamente qualquer eventual anomalia que possa comprometer o seu desempenho ou ameaçar a sua estabilidade.

de, aferindo as hipóteses de projeto e a supervisão do desempenho das obras de reparo que venham, eventualmente, a ser implementadas.

Diversas considerações importantes a respeito de Auscultação e Instrumentação de Barragens foi apresentada na publicação do Comitê Brasileiro de Barragens [2], sendo que alguns desses critérios e recomendações foram reproduzidos neste capítulo.

## 14.2 CRITÉRIOS DE PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO

Neste item procura-se discorrer sobre os critérios de projeto que devem orientar a implementação do plano de instrumentação das obras civis e de suas fundações.

### 14.2.1 Grandezas a Serem Monitoradas

As grandezas a serem medidas são basicamente as seguintes: subpressões na fundação, deslocamentos na fundação, deslocamentos da barragem, tensões internas e vazões de infiltração. Para as barragens de concreto, a observação das temperaturas máximas do concreto, em decorrência do calor de hidratação do cimento e da possibilidade de ocorrerem fissuras de origem térmica, é também de grande importância.

Medidas de variações de níveis d'água a montante e a jusante das estruturas, precipitação pluviométrica e de temperatura ambiente na área do projeto também devem ser efetuadas, pois serão de grande utilidade para auxiliar na análise e interpretação dos resultados da instrumentação.

As grandezas a serem medidas estão essencialmente condicionadas à fatores tais como o tipo de estrutura, conforme descrito abaixo, condicionantes geológico-geotécnicos, existência de RAA (Reatividade Álcali-Agregado), etapas construtivas, entre outros.

#### √ Tipo de Estrutura

O projeto de instrumentação de uma barragem está diretamente condicionado ao tipo de estrutura. Nas barragens de concreto, por exemplo, há interesse na observação do comportamento térmico do concreto, enquanto que nas barragens de terra, há normalmente interesse na observação das pressões neutras no interior do aterro.

As principais grandezas a serem monitoradas em barragens estão resumidas na tabelas a seguir:

**TABELA 14.1**  
**BARRAGENS DE CONCRETO**  
**GRANDEZAS A SEREM MONITORADAS**

GRANDEZA	TIPO DE ESTRUTURA			
	GRAVIDADE MACIÇA	GRAVIDADE ALIVIADA OU CONTRAFORTES	ARCO	CCR
Vazões de infiltração	X	X	X	X
Subpressões na fundação	X	X	X	X
Recalques na fundação dos "blocos-chave"	X	X	X	X
Tensões		X	X	
Comportamento térmico do concreto	X	X	X	X
Deslocamentos horizontais e verticais da crista	X	X	X	X
Deslocamentos diferenciais entre blocos	X	X	X	X
Deslocamentos diferenciais entre monolitos		X		
Abertura de Juntas entre blocos		X	X	
Pressão intersticial entre camadas de concretagem				X

**TABELA 14.2**  
**BARRAGENS DE ATERRO**  
**GRANDEZAS A SEREM MONITORADAS**

GRANDEZA	TIPO DE ESTRUTURA		
	TERRA – ENROCAMENTO	ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO	TERRA COM GALERIA ENTERRADA
Pressões neutras no aterro (poropressões)	X	X	X
Recalques do aterro	X	X	X
Deslocamentos superficiais (plani-altimétricos)	X	X	X
Subpressões na fundação	X		X
Vazões de Percolação	X	X	X
Materiais sólidos carregados pelas águas de percolação	X		X
Pressões totais e poropressões nas interfaces	X		X
Deslocamentos diferenciais da junta perimetral		X	
Deslocamentos entre lajes na região das ombreiras		X	
Tensões internas no concreto		X	
Deflexão da laje de montante		X	
Tensões na interface solo-concreto da galeria			X
Recalques ao longo da galeria			X

## √ Sismicidade Induzida

A localização sismotectônica do Brasil e sua história sísmica (interior de uma placa e uma sismicidade natural relativamente baixa) apresentam condições adequadas para a manifestação da SIR - Sismicidade Induzida por Reservatório [5].

A literatura técnica tem registrado em algumas barragens o aparecimento de sismos provocados pelo enchimento do reservatório em regiões aparentemente assísmicas. Este tipo de risco é considerado maior para barragens com mais de 100m de altura e reservatório com volume superior a  $10^9$  m<sup>3</sup>.

A possibilidade de atividade sísmica, apesar de remota, deve ser considerada nos critérios de projeto (conforme item 5.7.2), para as condições de carregamento excepcional e limite (item 6.1). Em função da localização e do vulto do empreendimento, recomenda-se realizar cuidadosos estudos sismológicos para detectar atividades sísmicas antes e depois da implantação do lago para verificar possíveis fenômenos de sismicidade induzida.

Este efeito pode ser provocado pelo peso d'água do reservatório (aumento das tensões máximas) ou pelo efeito lubrificante e de aumento de pressão neutra em camadas profundas ou em falhas presentes na crosta terrestre, influenciado pelo reservatório.

No que se refere à instrumentação sísmica, tem constituído prática rotineira a instalação de uma rede de sismógrafos nas circunvizinhanças dos grandes reservatórios e, circunstancialmente, de alguns acelerógrafos nas barragens, objetivando detectar possíveis sismos induzidos pelo enchimento do reservatório. Os acelerógrafos devem ser instalados na crista, na fundação e à meia altura. Às vezes, em galerias no concreto ou na rocha [2].

É boa prática instalar-se pelo menos um sismógrafo bem antes (cerca de 2 anos) do início do enchimento do reservatório, com o objetivo de caracterizar a sismicidade natural da região, antes de qualquer influência do reservatório.

Como critérios básicos de projeto para a rede sismográfica, recomenda-se:

- ⇒ Capacidade de detectar pelo menos sismos de magnitude igual ou superior a 1 na escala Richter.
- ⇒ O sistema de transmissão da rede de sismógrafos deve ser telemétrico.

- ⇒ A transmissão deve ser por um sistema multiplex para poder adicionar eventuais estações móveis.
- ⇒ O registro dos dados deve poder ser efetuado por dois sistemas distintos para que um cubra as eventuais falhas do outro.
- ⇒ Equipamento portátil deve ser tão preciso quanto as estações permanentes.

#### **14.2.2 Seleção dos Blocos ou Seções “Chave”**

O plano de instrumentação da barragem inicia-se pela seleção de alguns blocos “chave” ou seções “chave”, ou seja, blocos ou seções representativos do comportamento típico de um determinado trecho da barragem, levando-se em consideração basicamente o tipo de fundação e as características geométricas da estrutura, que recebem uma instrumentação mais completa.

O primeiro bloco “chave” a ser instrumentado em uma barragem de concreto, ou a seção “chave” em uma barragem de terra/enrocamento, deve ser aquele de maior altura ou condição peculiar de fundação, sendo os demais selecionados a partir deste. Na seleção dos demais deve-se levar em consideração a altura da barragem, o tipo de estrutura e as características geológicas da fundação. Ocorrendo uma mudança na litologia, na topografia, ou nas características de deformabilidade ou permeabilidade da fundação, deve-se selecionar blocos ou seções com alturas similares situados sobre fundações geologicamente distintas.

#### **14.2.3 Quantidade de Instrumentos**

A quantidade de instrumentos de auscultação a ser instalado em uma barragem está condicionada principalmente aos seguintes aspectos básicos: comprimento da barragem, altura máxima, características geológicas da fundação, características dos materiais utilizados no corpo da barragem, e etapas construtivas. É portanto inviável o estabelecimento de regras pré-determinadas definindo a quantidade de instrumentos a serem instalados em uma barragem, devendo-se contemplar e atender à estes vários condicionantes locais.

Os blocos de concreto de uma barragem com 50m de altura, receberão uma quantidade de instrumentos de auscultação bem inferior ao de uma barragem de mesmo tipo com 150m de altura máxima.

Barragens com características geológicas da fundação muito complexas, envolvendo litologias muito variadas, rochas muito fraturadas ou permeáveis, deverão, evidentemente, receber uma quantidade de instrumentos bem superior aquela de barragens similares, sobre fundações com rochas resistentes e pouco permeáveis, pois a possibilidade de ocorrência de comportamento anômalo será muito distinta em ambos os casos.

#### 14.2.4 Seleção dos Tipos de Instrumentos

Ao se proceder a seleção dos tipos de instrumentos a instalar, o primeiro item a ser analisado é a determinação prévia da compatibilidade entre a ordem de grandeza do parâmetro a ser medido e a precisão do instrumento a ser escolhido. Por exemplo, para deslocamentos a serem medidos da ordem de 1,0 a 2,0mm, deve-se selecionar instrumentos com uma sensibilidade de  $\pm 0,01\text{mm}$ , não sendo adequado um instrumento com  $\pm 0,5\text{mm}$  de sensibilidade.

O campo de leitura dos instrumentos também é de fundamental importância, pois se a grandeza a ser medida ultrapassar o campo de leitura do instrumento o mesmo será danificado. É pois de fundamental importância uma estimativa precisa da ordem de grandeza do valor a ser medido, para que se possa proceder à seleção de instrumentos com um campo de leitura superior em 50% a 100% deste valor, para não haver risco de perda do instrumento.

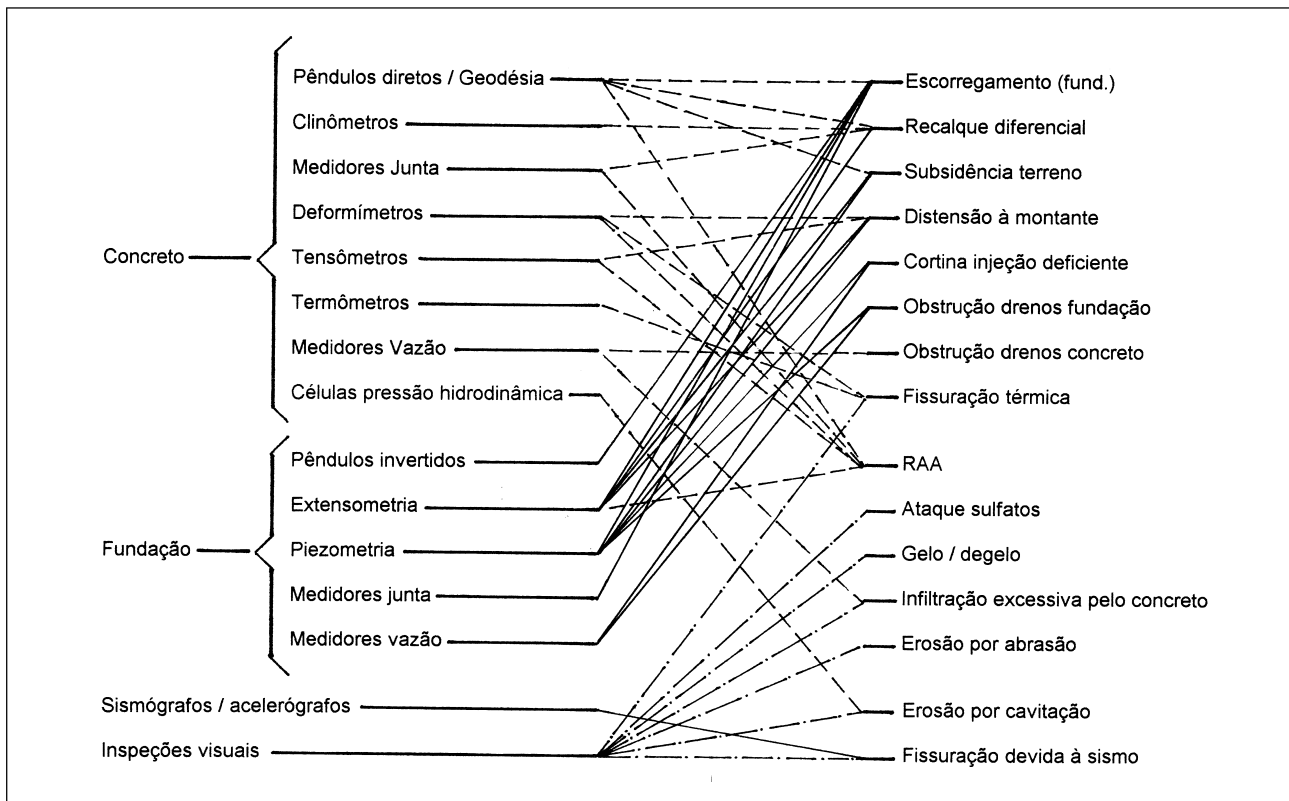
Outro fator de relevante importância é a robustez do aparelho, principalmente para instrumentos eletrônicos, que devem ter proteções adequadas para operar em ambientes úmidos, como os existentes na galeria de drenagem de uma barragem. Os instrumentos selecionados deverão preferencialmente ter sido testados previamente em laboratório e em outras barragens, para que se possa ter certeza de seu desempenho real, pois entre a concepção de um instrumento e ter-se o mesmo construído, testado e aperfeiçoado em condições reais de campo, tem-se um intervalo de pelo menos 5 (cinco) anos.

Particularmente os instrumentos eletrônicos, que são normalmente empregados em sistemas automatizados de instrumentação, onde os sensores devem permitir a leitura remota dos instrumentos de auscultação de uma barragem, devem ter sido testados sob condições reais de campo, devendo assegurar uma vida útil de pelo menos duas décadas. Este é o tempo de vida útil dos bons sensores de corda vibrante.

Considerando-se que as barragens são concebidas e construídas para operar ao longo de 50 anos ou mais, é de relevante importância a seleção de instrumentos robustos, que possam assegurar uma vida útil desta ordem. Para tal, portanto, destacam-se os instrumentos de concepção mecânica, confeccionados em aço inox, fibra de vidro, plásticos ou outros materiais duráveis, para assegurar uma longa vida útil.

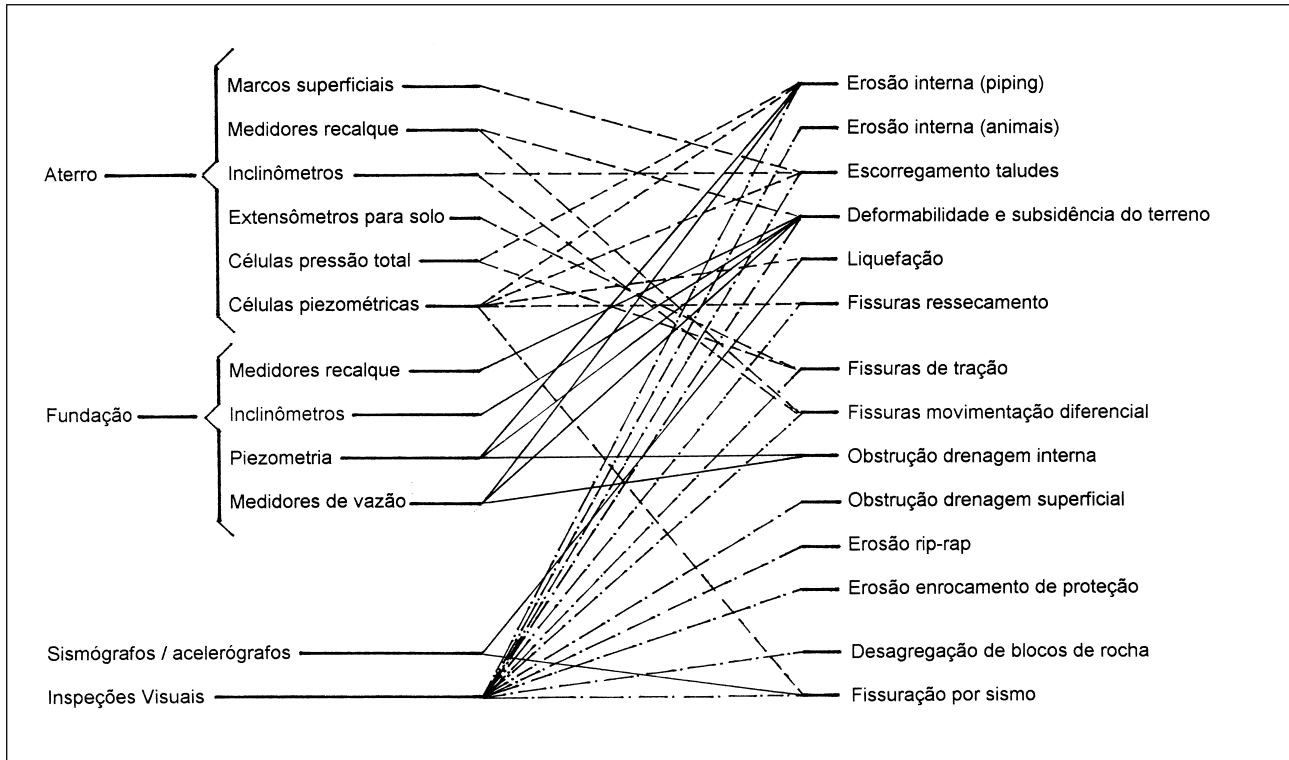
Na referência [2] apresenta-se, em seu capítulo 4, uma abordagem completa sobre os sistemas de instrumentação recomendados para os diversos tipos de barragens. Dessa publicação foram extraídos os Quadros 14.1 e 14.2, mostrados a seguir, nos quais apresenta-se uma correlação entre os tipos de instrumentos usualmente empregados na auscultação de barragens, conjuntamente com as inspeções visuais e os principais tipos de deterioração.

**QUADRO 14.1**  
**INSTRUMENTOS DE BARRAGENS DE CONCRETO**



O Quadro 14.1 destaca a importância da instrumentação de fundação e das inspeções visuais, que por si só já permitem a observação da quase totalidade das deficiências observadas em barragens de concreto. No Quadro 14.2 sobressai a importância das inspeções na auscultação de barragens de terra – enrocamento.

QUADRO 14.2  
INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA - ENROCAMENTO



#### 14.2.5 Instrumentação de Barragens de Pequeno Porte

A instrumentação destas barragens é tão importante quanto a das grandes barragens, pois se de um lado os danos materiais são normalmente menores, em caso de acidente os danos ao meio ambiente podem ser também de grande proporção. Para a instrumentação de barragens de pequeno porte, recomenda-se observar as diretrizes da referência [3], onde incluem-se, também, algumas sugestões sobre a quantidade de instrumentos a serem instalados, em função das características geológicas da fundação.

No trabalho acima mencionado mostra-se que, dependendo das condições geológicas da fundação, as pequenas e médias centrais hidrelétricas, normalmente dotadas de barragens de pequeno porte, podem ser monitoradas com cerca de 10 a 20 instrumentos apenas, enquanto que barragens de médio porte podem ser razoavelmente bem instrumentadas com cerca de 30 a 70 instrumentos, dependendo também das características geológicas da fundação. Para barragens com condições geológicas mais complexas ou dotadas de dispositivos especiais, tais como tapete impermeável a montante, bermas de estabilização, parede diafragma na fundação, etc., uma quantidade maior de instrumentos de auscultação é sempre recomendável.



As medições de vazão são sempre de relevante importância, recomendando-se que sejam sempre medidas separadamente as infiltrações através do concreto (juntas de contração entre blocos, fissuras) daquelas através do sistema de drenagem da fundação.

#### **14.2.6 Codificação dos Instrumentos e Simbologia**

É importante que, já na fase de projeto da instrumentação, seja definido um critério para codificação e representação gráfica de cada instrumento a ser instalado nas estruturas e em suas fundações, de modo a permitir fácil identificação de suas características, tais como: tipo de instrumento, bloco ou seção instrumentada, cota de instalação, etc.

Objetivando uma uniformidade de linguagem e representação, recomenda-se a adoção da simbologia e nomenclatura dos instrumentos sugerida pelo CBDB [2], apresentada a seguir.

QUADRO 14.3  
SIMBOLOGIA E NOMENCLATURA PARA OS INSTRUMENTOS DE AUSCULTAÇÃO

NOME DO INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO	OBSERVAÇÕES
ACELERÓGRAFO	AC			VÁLIDO PARA ACCELERÔMETRO
BASE PARA ALONGÂMETRO	BA			VÁLIDO PARA TENSOTAST
BASE PARA ALONGÂMETRO (PAR DE PINOS)	BA			
BASE PARA CONVERGÊNCIA	BC			
BASE DE COORDINÔMETRO	CO			
CADEIA CLINOMÉTRICA	CL			VÁLIDO PARA ELETRONÍVEL OU CLINÔMETRO ISOLADO
CÉLULA DE CARGA PARA TIRANTES	CC			
CÉLULA HIDRÁULICA DE RECALQUE. (CAIXA SUECA)	CS			
CÉLULA DE PRESSÃO TOTAL	CP			VÁLIDO PARA TODOS OS TIPOS DE TRANSDUTORES
DEFORMÍMETRO (EXTENSÔMETRO PARA CONCRETO)	DF			
DEFORMÍMETRO CORRETOR (NO STRESS STRAIN METER)	DC			
ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA	ET			PARA CONTROLE DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL E/OU VERTICAL
EXTENSÔMETRO (SIMPLES OU MÚLTIPLO)	ES EM			VÁLIDO PARA QUALQUER DIREÇÃO
INCLINÔMETRO	IN			
MARCO SUPERFICIAL	MS			PARA CONTROLE DE RECALQUES E/OU DESLOCAMENTO HORIZONTAL
MEDIDOR ELÉTRICO DE JUNTA	MJ			
MEDIDOR DE NÍVEL D'ÁGUA	NA			

QUADRO 14.4  
SIMBOLOGIA E NOMENCLATURA PARA OS INSTRUMENTOS DE AUSCULTAÇÃO

NOME DO INSTRUMENTO	SIGLA	SIMBOLO EM PLANTA	SIMBOLO EM SEÇÃO	OBSERVAÇÕES
MEDIDOR DE PRESSÃO INTERSTICIAL (CONCRETO)	MI			
MEDIDOR DE RECALQUES	KM MM MR BR			TIPO KM TIPO MAGNÉTICO TIPO TELESCÓPICOS TIPO BUREAU OF RECLAMATION
MEDIDOR DE VAZÃO	MV			VERTEDOIRO TRIANGULAR, RETANGULAR, PARSHALL, TUBO, ETC.
MEDIDOR TRIORTOGONAL	MT			
PAINEL DE LEITURA	PL			VÁLIDO PARA CAIXA SELETORA
PÊNDULO DIRETO	PD			VIDE BASE DE COORDINÔMETRO
PÊNDULO INVERTIDO	PI			VIDE BASE DE COORDINÔMETRO
PIEZÔMETRO DE TUBO	PZ			
PIEZÔMETRO ELÉTRICO OU PNEUMÁTICO OU HIDRÁULICO	PE PN PH			PE - VÁLIDO PARA PIEZÔMETROS ELÉTRICOS DE CORDA VIBRANTE OU DE RESISTÊNCIA
SISMÓGRAFO	SM			VÁLIDO PARA SISMÔMETRO
REFERÊNCIAL DE NÍVEL	RN			
ROSETA DE DEFORMÍMETROS	RD			
ROSETA DE TENSÔMETROS PARA CONCRETO	RT			
TENSÔMETRO PARA ARMADURA	TA			
TENSÔMETRO PARA CONCRETO	TC			
TERMÔMETRO PARA CONCRETO	TE			EMBUTIDO OU DE SUPERFÍCIE
TERMOPAR	TP			

## 14.3 FASES PARA A ELABORAÇÃO DO PROJETO DE INSTRUMENTAÇÃO

### 14.3.1 Estudos de Viabilidade e Projeto Básico

O projeto de instrumentação de uma barragem deve ser elaborado desde as fases de Estudos de Viabilidade e Projeto Básico do empreendimento, quando então deve-se:

- ⇒ Conceber o Arranjo geral da instrumentação;
- ⇒ Definir os tipos de aparelhos a serem utilizados;
- ⇒ Definir as quantidades a serem instaladas;
- ⇒ Elaborar a lista de materiais de instrumentação.

Na definição das quantidades deve-se prever alguns instrumentos de reserva, uma vez que durante a execução da barragem, particularmente após o exame das reais características geológicas da fundação, tendo por base as escavações para assentamento das estruturas, é comum a constatação de novas feições geológicas ou anomalias a serem instrumentadas.

A tomada de decisão sobre a automação da Instrumentação deve ser definida também nesta fase, visto que assim será possível se prever sensores adequados para os instrumentos da barragem, além do fato de possibilitar a integração entre os sistemas de transmissão dos dados dos instrumentos civis com os eletro-mecânicos.

### 14.3.2 Projeto Executivo

Durante o projeto executivo será elaborado o detalhamento da instrumentação da barragem, procedendo-se a elaboração das especificações técnicas, contendo os procedimentos básicos para a instalação e operação dos vários tipos de instrumentos, assim como dos desenhos contendo os detalhes de locação e instalação. É importante que durante a instalação seja elaborado relatório com os registros das principais ocorrências e com o perfil de instalação do instrumento, muito úteis na análise posterior dos resultados.

Nesta fase é usual se proceder à complementação da Lista de Materiais de Instrumentação, com novos instrumentos em locais específicos da barragem ou em blocos ou seções transversais, localizados em trechos com características geológicas especiais ou de relevante interesse.

Deve-se elaborar também nesta fase, os procedimentos básicos a serem seguidos nos testes de laboratório ou de campo para calibração ou aceitação dos instrumen-

tos, particularmente quando estiver em jogo novos instrumentos, cuja concepção não foi ainda testada em outros empreendimentos similares.

Particular atenção deverá ser dedicada aos instrumentos elétricos ou eletrônicos, especialmente àqueles a serem instalados nos maciços de terra-enrocamento, onde a ocorrência de descargas atmosféricas poderá provocar grande perda de instrumentos. Daí a importância de se prever o aterramento apropriado, tanto dos cabos que fazem a conexão dos instrumentos com a caixa seletora (ou de sua blindagem), como da própria caixa seletora.

## 14.4

### CRITÉRIOS PARA O ESTABELECIMENTO DE VALORES DE CONTROLE PARA A INSTRUMENTAÇÃO

#### 14.4.1 Manual de Supervisão do Comportamento da Barragem

Antes do início do enchimento do reservatório, deverá ser elaborado pela Projetista o "*Manual de Supervisão e Acompanhamento do Comportamento das Estruturas Cívicas*", estabelecendo os procedimentos básicos a serem seguidos na supervisão das condições de segurança do barramento, envolvendo a barragem, vertedouro, estruturas de geração e fundações, durante os períodos de enchimento do reservatório e fase de operação.

#### 14.4.2 Determinação de Valores de Referência para Cada Instrumento

No Manual citado no item anterior deverão ser fornecidos, para os vários instrumentos de auscultação das estruturas civis, valores teóricos de controle, de modo a permitir sua futura comparação com os valores medidos, visando facilitar a pronta detecção de eventuais anomalias de comportamento. Esses valores de referência devem ser determinados com base em:

##### √ Critérios de Projeto

Para determinados instrumentos os valores de controle poderão ser fornecidos pelos Critérios de Projeto, como os piezômetros de fundação. Para estes instrumentos, por exemplo, as subpressões a serem medidas poderão ser extraídas dos critérios estabelecidos para as condições de drenos operantes e inoperantes.

##### √ Estudos em Modelo Matemático

Para outros instrumentos, como por exemplo aqueles que medem deslocamentos, os valores de controle poderão ser extraídos de modelos matemáticos, bidimensionais ou tridimensionais, elaborados durante a fase de projeto ou, então, elaborados especificamente para o fornecimento de valores de controle para a instrumentação. Estes

valores deverão ser fornecidos para pelo menos três níveis d'água do reservatório, de modo a não ser preciso concluir o enchimento do reservatório, para comparar as leituras dos instrumentos com os valores teóricos de controle.

#### √ Estudos em Modelo Reduzido

Quando se dispuser de estudos da barragem através de modelos reduzidos, os mesmos poderão também ser empregados para o fornecimento de valores de controle para a instrumentação, neste caso geralmente apenas para as condições de nível d'água máximo normal e maximum do reservatório.

Entretanto, esses valores teóricos de um modo geral têm se mostrado muito exagerados, ficando muito acima dos valores medidos, pois foram obtidos em estudos e modelos feitos na época do projeto executivo, os quais normalmente consideram coeficientes de ponderação, minorando a resistência dos materiais e majorando os esforços solicitantes. Além disso, os valores de controle assim estabelecidos têm utilidade principalmente durante a fase de enchimento do reservatório, não se aplicando para a fase de operação da barragem, pelo fato de normalmente se utilizar modelos matemáticos com base em análises elásticas lineares, não se computando a deformação lenta da fundação e do concreto, nem as influências térmicas ambientais (variações verão - inverno).

Em vista do acima exposto, é fundamental que, decorridos alguns anos após o enchimento de reservatório, estando as grandezas medidas em fase de estabilização, sejam reavaliados os valores de referência para a instrumentação, os quais devem ser aferidos com base em suas próprias medições, bem como considerando-se as reais características reológicas dos materiais empregados na execução da barragem e de suas fundações, as quais podem ser melhor representadas tendo em vista a série de ensaios executados durante a construção.

Além disso, é oportuno que os valores de referência sejam reavaliados a intervalos regulares de tempo, verificando-se sua validade, especialmente em função de eventos inesperados, fenômenos de fluência, e sempre que o acervo de dados coletados permita uma boa calibragem dos modelos existentes.

**14.5**  
**CRITÉRIOS DE**  
**OPERAÇÃO,**  
**PROCESSAMENTO E**  
**ANÁLISE DOS DADOS**

**14.5.1 Leitura e Processamento dos Dados**

As leituras dos instrumentos de uma barragem deverão ser realizadas por equipe de bom nível técnico e treinada para tal, visto que a precisão dos dados obtidos estará diretamente condicionada à qualidade e cuidado dos leituristas. Estes deverão receber treinamento apropriado, e serem periodicamente motivados através de palestras e conferências; além disso, é importante que as medições sejam realizadas sempre pelos mesmos leituristas, para manter-se os erros sistemáticos sob controle e, também, para que os mesmos atuem como os primeiros inspetores visuais, informando imediatamente aos seus superiores quaisquer observações encontradas que possam ser indícios de comportamento anômalo das estruturas.

Os dados obtidos deverão ser prontamente comparados com os anteriormente obtidos, para a detecção de anomalias de leitura ou no comportamento das estruturas. Leituras suspeitas deverão ser imediatamente refeitas, para a sua confirmação ou reparação.

**14.5.2 Frequência de leitura dos Instrumentos**

As frequências de leitura da instrumentação devem ser adequadas para o acompanhamento do comportamento das estruturas, nas fases de construção da barragem, primeiro enchimento do reservatório e operação, possibilitando acompanhar as velocidades de variação das grandezas medidas, levando-se em consideração a precisão dos instrumentos e a importância dessas grandezas na avaliação do desempenho real da estrutura.

**TABELA 14.3**  
**BARRAGENS DE TERRA-ENROCAMENTO**  
**FREQÜÊNCIAS MÍNIMAS DE LEITURA**

GRANDEZA MEDIDA	PERÍODO DE OBSERVAÇÃO			
	CONSTRUTIVO	PRIMEIRO ENCHIMENTO	INÍCIO DE OPERAÇÃO(*)	OPERAÇÃO NORMAL
Deslocamentos superficiais	mensal	Semanal	mensal	semestral
Deslocamentos internos	semanal	Semanal	quinzenal	mensal
Deformação	semanal	Semanal	quinzenal	mensal
Pressão total / efetiva	semanal	2 semanais	semanal	mensal
Poró-pressão	semanal	2 semanais	semanal	quinzenal
Subpressão	semanal	3 semanais	2 semanais	quinzenal
Nível d'água	semanal	3 semanais	2 semanais	quinzenal
Vazão de infiltração	-	Diárias	3 semanais	semanal

(\*) entre 1 e 5 anos após o enchimento

Nas tabelas a seguir apresenta-se as freqüências mínimas recomendadas para leitura da instrumentação, separadas para barragens de terra/enrocamento e barragens de concreto.

**TABELA 14.4**  
**BARRAGENS DE CONCRETO**  
**FREQÜÊNCIAS MÍNIMAS DE LEITURA**

GRANDEZA MEDIDA	PERÍODO DE OBSERVAÇÃO			
	CONSTRUTIVO	PRIMEIRO ENCHIMENTO	INÍCIO DE OPERAÇÃO	OPERAÇÃO NORMAL
Deslocamento "absoluto" (geodesia)	Ao final da construção	mensal	trimestral	semestral
Deslocamento angular (pêndulos)	quinzenal	semanal	mensal	mensal
Deslocamento relativo (medidores de junta)	semanal	2 semanais	quinzenal	mensal
Deformação interna	semanal	2 semanais	semanal	mensal
Tensão	semanal	2 semanais	semanal	mensal
Temperatura do concreto	semanal	semanal	quinzenal	mensal
Pressão intersticial no concreto	semanal	2 semanais	quinzenal	mensal
Carga (cabos de protensão)	diárias durante a protensão	2 semanais	semanal	mensal
Subpressão na fundação	semanal	3 semanais	2 semanais	quinzenal (*)
Vazão de infiltração	-	diárias	3 semanais	semanal

(\*) Para casos particulares, manter freqüência semanal

Nas Tabelas 14.3 e 14.4 as freqüências recomendadas para o período de enchimento do reservatório basearam-se em condições normais, ou seja, que demandam cerca de dois a seis meses para se completar. No caso de enchimentos muito rápidos ou, então, muito lentos, estas freqüências poderão ser ajustadas para cada caso em particular.

As freqüências recomendadas nas tabelas anteriores devem ser encaradas como freqüências mínimas de leitura, devendo ser intensificadas ou ajustadas, quando da ocorrência de fatores tais como:

- ⇒ Condições geotécnicas ou geológicas críticas;
- ⇒ Alterações nos procedimentos construtivos;
- ⇒ Subidas ou rebaixamento rápido do nível do reservatório;



- ⇒ Fenômenos naturais inesperados ou particularmente severos, tais como sismos; e
- ⇒ Tendências desfavoráveis nas condições de segurança das estruturas.

Após a fase de instalação, é recomendável que cada instrumento seja lido preferencialmente na mesma hora do dia: os instrumentos devem então ser divididos em grupos de observação em um mesmo dia e suas leituras devem ser programadas com seqüência e itinerário fixo.

Deve-se assegurar que os leituristas atuem também como inspetores visuais, percorrendo os diversos trechos e galerias da barragem, no mínimo uma vez por semana. Esta recomendação é especialmente válida para o período operacional.

Outra recomendação importante é que os leituristas de um determinado tipo de instrumento sejam sempre os mesmos, evitando-se trocas freqüentes nas equipes de leitura, o que acaba tendo reflexo na precisão dos dados adquiridos.

Instrumentos cujos dados são analisados de forma integrada, tais como pêndulos x geodesia, células de recalque x topografia das cabines de leitura (barragem de enrocamento), devem ter freqüências iguais, devendo as leituras serem realizadas preferencialmente nos mesmos dias e horários.

A flexibilidade na freqüência das leituras da instrumentação é particularmente importante durante a construção e enchimento. Em casos específicos, o projetista deve estabelecer que as leituras sejam imediatamente processadas, os valores resultantes representados graficamente e interpretados expeditamente, de acordo com critérios preestabelecidos. A interpretação poderá exigir o aumento da freqüência das leituras e observações, para se acompanhar melhor a evolução do desempenho da estrutura.

Durante o período operacional as freqüências podem ser um pouco mais espaçadas, porém sempre que houver qualquer indicação de tendências anômalas, as freqüências de leitura, as análises dos resultados obtidos e as inspeções de campo devem ser intensificadas.

### **14.5.3 Apresentação dos Resultados**

As leituras dos vários instrumentos de auscultação de uma barragem, após devidamente processadas e representadas em tabelas e gráficos, deverão ser reunidas em um relatório completo de dados, cuja freqüência de emissão poderá ser a seguinte:

- ⇒ Período construtivo: mensal
- ⇒ Fase de enchimento: semanal
- ⇒ Primeiro ano de operação: trimestral
- ⇒ Operação: semestral

#### 14.5.4 Análise e Interpretação dos Resultados

Um plano de instrumentação, sem a correspondente análise periódica e interpretação sistemática dos resultados, é inútil, ou mesmo nocivo, na medida em que pode causar uma falsa impressão de segurança em relação ao empreendimento.

Assim, a análise e interpretação dos resultados da instrumentação deverá ser realizada "pari passu" com sua obtenção, objetivando permitir a pronta detecção de qualquer eventual anomalia. A análise muito tardia dos dados obtidos poderá não permitir a detecção de anomalias ou deficiências no comportamento da barragem, retardando a tomada de decisões importantes e a implementação de ações corretivas, podendo colocar em risco a segurança das estruturas de barramento.

Os resultados das leituras da instrumentação deverão ser analisados por profissionais especializados nesse tipo de serviço, e devem ser consubstanciados num relatório técnico denominado "*Relatório de Análise do Comportamento das Estruturas*"; Esse relatório deve ser elaborado com a mesma periodicidade da frequência de emissão dos relatórios de leituras da instrumentação, citada no item 14.5.3, e nele deve-se analisar os vários fenômenos presentes nas estruturas, envolvendo as várias grandezas medidas, a saber: deslocamentos, deformações, temperaturas, tensões internas, subpressões, poropressões, vazões de drenagem, materiais sólidos carreados pelas águas de drenagem, etc., procurando-se sempre comparar com os valores previstos em projeto e explicar as diferenças encontradas.

#### 14.5.5 Avaliação por Consultores Especiais

Para o caso dos grandes aproveitamentos hidrelétricos, particularmente, ou barragens que impliquem em alto risco potencial (populações a jusante, por exemplo), recomenda-se que a cada 5 anos (10 anos para os de menor porte) uma Junta de Consultores Independentes proceda uma auditoria externa à análise dos resultados fornecidos pela instrumentação, conjuntamente com uma inspeção minuciosa das estruturas do barramento e de suas fundações, visando a re-análise dos dados da instrumentação, comparação com os resultados de outras barragens, apreciação sobre áreas especiais de interesse ou de obras de reparo eventualmente implementadas, e

## 14.6 INSPEÇÕES VISUAIS “IN SITU”

estabelecimento de novas recomendações para a supervisão das condições de segurança da barragem.

As inspeções visuais de campo devem ser encaradas como de relevante importância na supervisão do comportamento de uma barragem, vindo complementar as informações fornecidas pelos instrumentos. Por exemplo, a degradação dos blocos de rocha do rip-rap de uma barragem de terra, ou a sua erosão pela ação das ondas, só pode ser observada através de inspeções visuais.

Destacam-se a seguir os três tipos básicos de inspeção de barragens.

### √ Inspeções de Rotina (ou Informais)

Conduzida por pessoal das equipes de instrumentação, operação e manutenção da barragem, consiste em inspeção visual efetuada quando de suas visitas rotineiras ao local, inclusive para a execução de tarefas diversas ligadas às suas áreas de atuação. Não necessita de planilha detalhada para sua execução. Não gera relatório específico, mas apenas comunicação de anomalias ou eventuais problemas encontrados. É recomendável que tais técnicos sejam submetidos, periodicamente, a treinamento sobre problemas que podem ocorrer em estruturas civis.

### √ Inspeções Periódicas (ou Formais)

Podem ser realizadas por equipe do proprietário da barragem ou por terceiros, em datas específicas, em função da fase da obra, podendo para isso ser utilizado pessoal técnico encarregado das leituras da instrumentação, sob supervisão de um técnico especialista. Nesse caso, tais técnicos devem estar devidamente treinados para a tarefa, pois há necessidade de familiarização com o histórico das estruturas e com procedimentos normalmente empregados nas obras usuais de reparo. Inclui um estudo sucinto dos documentos de projeto, registros existentes e histórico das intervenções, seguido de inspeção de campo que pode ou não incluir os equipamentos eletromecânicos. Requer planilhas detalhadas para sua execução, e entre seus resultados está a elaboração de um relatório específico.

### √ Inspeções Especiais (ou Excepcionais)

Consiste na observação de aspectos particulares da barragem e suas estruturas anexas em condições especiais ou excepcionais, tais como rebaixamento do nível d'água do reservatório ou ocorrência de algum evento ou anomalia, muitas vezes repentinos, que possam colocar em risco a segurança das estruturas e/ou da área a jusante. Pode ser realizada pelos mesmos técnicos que fazem as inspeções periódicas po-

dendo, entretanto, haver convocação de especialistas em concreto, geotecnia, hidráulica ou em avaliação de segurança de barragens.

#### 14.6.1 Frequência das Inspeções

A frequência com que cada tipo de inspeção deve ser efetuada, varia de acordo com as características de cada barragem e com os fatores mencionados anteriormente. Além das condições intrínsecas de cada estrutura, outra variável importante a ser considerada relaciona-se com os técnicos encarregados da tarefa. Na medida em que estes forem se familiarizando com a barragem e, desde que todas as informações necessárias estejam disponíveis, a frequência das inspeções pode variar dependendo, evidentemente, da evolução do "Potencial de Risco" de cada estrutura em particular.

O "Potencial de Risco" de cada estrutura está associado à potencialidade de perda de vidas humanas e/ou danos a propriedades na área da barragem ou a jusante, na eventualidade de galgamento, ruptura ou falha de operação da barragem ou das instalações anexas [4].

Recomenda-se, como critério geral, as seguintes frequências mínimas de inspeção:

##### √ Inspeções Rotineiras (ou Informais)

Estas inspeções devem ser realizadas com a mesma frequência das leituras da instrumentação. No caso de barragens cujas leituras são automatizadas ou nos locais que não possuam, estas inspeções deverão ser realizadas no mínimo mensalmente, de acordo com o seu "Potencial de Risco".

##### √ Inspeções Periódicas (ou Formais)

- |                               |  |
|-------------------------------|--|
| ⇒ antes do enchimento:        | 1 inspeção, uma semana antes do início do enchimento;  |
| ⇒ enchimento do reservatório: | mensal (nesta fase devem ser previstas inspeções para as várias paralisações ou estágios de enchimento); |
| ⇒ primeiro ano de operação:   | trimestral;  |
| ⇒ segundo ano de operação:    | semestral;   |
| ⇒ operação do reservatório:   | anual.   |

A frequência de inspeção pode ser alterada em função de novos dados hidrológicos e geotécnicos ou em função de avanços nos critérios de segurança de barragens. Problemas graves detectados quando da realização de outros tipos de inspeção podem gerar, também, inspeções formais.

#### √ Inspeções Especiais (ou Excepcionais)

Devem ser efetuadas sempre que surgirem oportunidades ou fatos relevantes inesperados. Apenas a título de exemplo, citam-se a seguir algumas situações que possibilitam ou tornam aconselhável a realização de inspeções especiais:

- ⇒ Inspeção de paramentos e taludes de montante em virtude de rebaixamento excepcional do nível do reservatório, seja por necessidade de manutenção ou por estiagens prolongadas;
- ⇒ inspeção das superfícies do concreto dos circuitos hidráulicos (adução e sucção), descarregadores de fundo e do próprio canal de descarga em função da manutenção de equipamentos eletro-mecânicos;
- ⇒ inspeções especiais, sempre que estiverem voltadas especificamente para a observação de problemas surgidos tais como surgências inesperadas, instabilidades, deslocamentos ou deformações inusitadas, etc.

No âmbito das inspeções especiais deve-se avaliar a conveniência de se efetuar inspeções subaquáticas ou levantamentos topo-batimétricos, os quais devem ser definidos para cada caso. A necessidade de tais inspeções pode ser discutida com a Junta de Consultores Independentes, citada no item 14.5.6, sugerindo-se frequência trienal para levantamentos topo-batimétricos, por exemplo, nos casos em que o histórico de ocorrências de uma determinada barragem mostre haver sinais de assoreamento ou as margens do reservatório se apresentem com áreas desprotegidas, ou, ainda, no caso de haver indícios de erosão ou formação de barras a jusante que possam interferir nas condições do fluxo.

## 14.7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE (1979) – Glossário de Termos Técnicos de Geologia de Engenharia (1ª edição) – Instrumentação.
2. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens – CBGB (1996) – “*Auscultação e Instrumentação de Barragens no Brasil*” – II Simpósio Sobre Instrumentação de Barragens – Vol. I – Belo Horizonte, MG, de 19 a 21/08/96.
3. Silveira, J.F.A. (1998) – “*Diretrizes para Instrumentação de Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas*” – 1º Simpósio Brasileiro de Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas – Tema III – Projeto e Construção, Poços de Caldas, MG, de 17 a 20/08/98.

4. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens – CBGB (1983) “Diretrizes para a Inspeção e Avaliação de Segurança de Barragens em Operação”, Rio de Janeiro.
5. Marza V.I. et al (1999) “*Aspectos da Sismicidade Induzida por Reservatórios no Brasil*” – XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte, MG, de 22 a 26 de março de 1999.

**A.1**  
**INTRODUÇÃO**

Uma barragem deve ser uma estrutura segura, sempre projetada, construída, operada e mantida dentro da mais perfeita técnica existente.

O estudo da ruptura de uma barragem é importante, sendo o vale do rio a jusante habitado ou não. Existe sempre a necessidade de se determinar riscos de perdas de vidas humanas e, também, danos econômicos, sociais e ambientais.

Este estudo deverá determinar a planície extrema de inundação a jusante da barragem, em uma extensão em que os danos possam ser considerados desprezíveis, mediante inundações naturais extremas.

Deverá ser feita uma avaliação preliminar para determinar as implicações sociais e econômicas de uma provável ruptura da barragem, permitindo iniciar estudos mais aprofundados e a elaboração do Plano de Ações Emergenciais (PAE).

Caso existam fases da construção da barragem em que a ruptura da ensecadeira ou mesmo do corpo da barragem causará problemas para a obra e/ou para a população a jusante, o estudo da ruptura deverá ser realizado também para a fase de construção.

Todas as barragens devem ser classificadas quanto às consequências de uma ruptura em potencial, onde devem ser considerados, entre outros, os seguintes fatores:

- ⇒ Populações a jusante;
- ⇒ Danos materiais;
- ⇒ Danos ao meio ambiente;
- ⇒ Danos à infra-estrutura da região.

Deverá ser adotada a classificação a seguir, optando-se pela situação mais desfavorável:

CONSEQUÊNCIA DE RUPTURA	PERDA DE VIDAS	ECONÔMICO, SOCIAL E DANOS AMBIENTAIS <sup>(a)</sup>
Muito Alta	Significativa	Dano Excessivo
Alta	Alguma	Dano Substancial
Baixa	Nenhuma	Dano Moderado
Muito Baixa	Nenhuma	Dano Mínimo

(a) Os critérios de classificação de categorias de danos econômicos, sociais e ambientais devem ser baseados nas consequências das perdas em relação a região afetada.

Quando do estudo da ruptura deverá ser considerado, concomitantemente, o escoamento da vazão de projeto pelo vertedouro.

## A.2 CAUSAS DE RUPTURA

As barragens podem romper por diversas causas, entre elas:

- ⇒ Rompimento de um dos taludes da barragem (montante ou jusante);
- ⇒ Ruptura da fundação (fratura de rocha, deslizamento de camadas, etc...);
- ⇒ Galgamento, normalmente por evento hidrológico extremo;
- ⇒ Ruptura por entubamento, em função de falhas no corpo da barragem;
- ⇒ Ações de guerra ou terroristas.

Estas causas de rupturas deverão ser analisadas para a barragem em questão, desprezando-se os casos impossíveis e concentrando-se nos casos possíveis, mesmo que com baixa probabilidade. A probabilidade da ruptura não é nula e, portanto, não pode ser desprezada.

## A.3 METODOLOGIA DE CÁLCULO PRELIMINAR

Nas fases preliminares de estudos (viabilidade ou mesmo início do projeto básico) deverão ser adotados, por economia e sem prejuízo da qualidade final, processos simplificados para o cálculo da onda gerada pela ruptura da barragem. Os dados de entrada, no entanto, deverão ser os melhores possíveis nesta fase.

Os dados necessários para um estudo deste tipo são topográficos e de configuração das margens e do fundo do rio (tipo de cobertura vegetal e uso do solo). Os dados topográficos disponíveis nesta fase, para todo o vale do rio, são, normalmente, obtidos em cartas topográficas com algumas seções transversais levantadas no campo, para verificação das cartas. A estes dados poderão ser acrescentadas fotos



aéreas ou até fotografias de satélites, para determinação de áreas habitadas e infra-estruturas localizadas em áreas inundáveis.

Existem alguns métodos simplificados de cálculos, sendo o mais conhecido o SMPDBK [ref. 1], originado no DAMBRK [ref. 2], o programa completo mais conhecido e utilizado; existem diversos outros programas comerciais que se utilizam deste código - fonte, com melhores interfaces de entrada de dados e saída de resultados.

Os dados necessários, adicionalmente aos dados de topografia e de rugosidade do leito do rio são:

- ⇒ Cota definidora da início e do final da inundação;
- ⇒ Tempo para a formação da brecha de ruptura;
- ⇒ Forma da brecha (largura, profundidade e ângulo lateral).

Estes dados podem ser obtidos na tabela seguinte, em função do tipo da barragem:

TIPO DE BARRAGEM	ARCO	CONTRAFORTE	GRAVIDADE	TERRA E ENROCAMENTO
Brecha média ( $\bar{B}$ )	Comprimento da crista	Múltiplos trechos	Um ou mais trechos (usualmente menor do que metade do comprimento da crista)	Entre 1 e 5 vezes a altura da barragem (normalmente entre 2 e 4 vezes)
Declividade da lateral da brecha (1 Horiz : Z Vert)	Entre zero e a declividade do vale	Normalmente zero	Normalmente zero	Entre 0,25 e 1
Tempo para a formação total da brecha (T) em horas	Menor do que 0,1h	Entre 0,1h e 0,3h	Entre 0,1h e 0,3h	Entre 0,1h e 1,0h (compactada) e entre 0,1h e 0,5h (não compactada)

Poderão ser adotados, também, modelos de formação de brecha com variação não linear assumida a priori. Este é o modelo mais simples, criado por Fread e Harbaugh [ref. 28]. Usualmente a brecha é adotada como tendo forma triangular ou trapezoidal, com largura média calculada pela fórmula:

$$B = 2,15764.k_0.(V.H)^{0,25}$$

O tempo de formação da brecha é calculado pela expressão:

$$T = 0,00714.V^{0,47} .H^{-0,90}$$

onde:

- B = largura média, em metros;
- T = tempo de ruptura, em horas;
- $k_0$  = 0,7 para entubamento e 1,0 para galgamento;
- V = volume do reservatório, em m<sup>3</sup>;
- H = profundidade a montante, em metros acima do fundo da brecha.

Outros modelos, com variação de brecha em função de condições de erodibilidade do canal formado são apresentados por diversos autores citados em ICOLD [ref. 29].

Os resultados obtidos por esta metodologia (SMPDBK) são:

- ⇒ Valor da cota de inundação máxima atingida;
- ⇒ Tempo decorrido desde a ruptura até a chegada do pico de enchente;
- ⇒ Tempo para início e final de inundação em cada seção transversal, tendo por base o valor de cota de inundação fornecido.

A metodologia de cálculo do programa SMPDBK utiliza modelos hidrológicos de armazenamento e não de equacionamento hidrodinâmico utilizado nos modelos mais complexos, como o DAMBRK. O cálculo pode ser realizado até mesmo a mão, seguindo os passos apresentados por French [ref. 5], ou no manual do programa [ref. 1].

Com este estudo, que deve ser encarado como preliminar, é possível avaliar qual deve ser o prosseguimento dos estudos, a partir das planícies de inundação determinadas. A elaboração do PAE (Plano de Ações Emergenciais) poderá ser iniciado nesta etapa, mas será obrigatoriamente concluído no final da construção da barragem, com dados mais refinados e atuais.

## A.4 METODOLOGIA DE CÁLCULO DEFINITIVO

Nas fases de projeto básico e executivo deverão ser utilizados métodos de cálculo mais precisos, buscando definir com segurança os efeitos nocivos de uma ruptura da barragem. Para isto existem alguns modelos disponíveis no mundo, com mostra o ICOLD [ref. 4].

O método de cálculo mais aceito no mundo é o DAMBRK, o qual foi desenvolvido por Danny Fread, a partir de 1973 [ref. 3]; a última versão disponível é do ano 2000, porém o nome comercial foi alterado para FLDWAV (versão 2.0) [ref. 6]; este programa, além de ser bastante consistente, é disponível gratuitamente na Internet (<http://hsp.nws.noaa.gov/oh/hrll/rvrmech/rvrmain.htm>). As necessidades de dados de entrada para este tipo de estudo é muito maior do que os necessários para o estudo preliminar, mas a qualidade do resultado é maior. Este programa calcula escoamento não permanente convencional (ondas de enchente devidas a eventos hidrológicos) e, também, o escoamento a partir da ruptura de uma barragem.

Os dados básicos necessários são os mesmos da fase preliminar: seções transversais, rugosidades, características de formação da brecha e formada (ver item A.3), porém os dados deverão ser mais precisos, mais numerosos e mais refinados, além de detalhes adicionais da barragem e do vale a jusante.

Os resultados obtidos serão, basicamente, hidrogramas e cotogramas em seções preestabelecidas, além dos tempos de caminhamento da onda ao longo do canal.

Em casos especiais, onde possam existir efeitos de escoamento bidimensional (grandes alargamentos ou estreitamentos), um modelo bidimensional deverá ser utilizado. Estes modelos não são de domínio público, o que onera substancialmente o estudo a ser conduzido. Da mesma maneira, a necessidade de dados é muito mais intensa que nos modelos unidimensionais, o que retarda e encarece o estudo.

## **A.5** **PLANO DE AÇÕES** **EMERGENCIAIS (PAE)**

Após o estudo da ruptura da barragem, com a determinação dos níveis de inundação e dos tempos para o caminhamento da onda gerada pela ruptura da barragem, deverá ser elaborado um Plano de Ações Emergenciais (PAE), a menos que as conseqüências da ruptura sejam baixas. Este plano deverá conter:

- ⇒ Identificação e avaliação de emergências;
- ⇒ Ações preventivas;
- ⇒ Procedimentos de notificação;
- ⇒ Fluxograma da notificação;
- ⇒ Sistemas de comunicação;
- ⇒ Acessos ao local;
- ⇒ Resposta durante períodos de falta de energia elétrica;
- ⇒ Resposta durante períodos de intempéries;
- ⇒ Fontes de equipamentos e mão de obra;

- ⇒ Estoques de materiais de suprimentos;
- ⇒ Fontes de energia de emergência;
- ⇒ Mapas de inundação;
- ⇒ Sistemas de advertência;
- ⇒ Apêndices (se necessários).

O Guia de Segurança de Barragens do CBDB [ref. 7] apresenta em detalhes estes requisitos.

Deverá ser dada a maior divulgação possível deste PAE para os órgãos e instituições que dele devem tomar conhecimento, principalmente as prefeituras das cidades que poderão ser atingidas. Este plano deverá ser implementado e testado.

O PAE deverá ser regularmente atualizado, em termos das instituições e pessoas que deverão avisar ou ser avisadas, no caso de uma emergência com a estrutura da barragem. Esta etapa é de responsabilidade da operadora da obra, e deverá ser realizada continuamente.

Revisões dos cálculos e do PAE deverão ser realizadas periodicamente, com o intuito de aprimorar os cálculos desenvolvidos até aquele instante, introduzindo nos cálculos as novas construções, as novas normas de projeto e de zoneamento, alterações institucionais, e outras informações consideradas relevantes para a proteção das populações ribeirinhas, bem como de sua economia. No Guia de Segurança de Barragens [ref. 7] é apresentada uma tabela com a frequência das revisões, em função do risco da obra, reproduzida a seguir:

CONSEQÜÊNCIA DA RUPTURA	PERÍODO ENTRE REAVALIAÇÕES
Muito Alta	5 anos
Alta	7 anos
Baixa	10 anos
Muito baixa	10 anos

**A.6**  
**REFERÊNCIAS**  
**BIBLIOGRÁFICAS**

1. WETMORE, J. N. e FREAD, D. L. [1991] The NWS simplified dam-break flood forecasting model, National Weather Service - NWS - NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland (manual do programa).
2. FREAD, D. L. [1988] Thechnique for implicit dynamic routing in rivers with tributaries, Water Research Resources, vol. 9, n. 4, pp. 918-926.
3. FREAD, D. L. e HARBAUGH T. E. [1973] Transient hydraulic simulation of breached earth dams, Proceedings A.S.C.E., Journal of the Hydraulic Division, vol. 99, n. 1, p. 139-154.
4. FRENCH, R. H. [1987] Open-Channel Hydraulics , McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 2nd ed., Singapore.
5. ICOLD [1998], Dam break flood analysis: review and recommendations , International Commission on Large Dams, Paris, p. 301, pp. 85.
6. FREAD, D. L. e LEWIS, J. M. [1998] NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation, National Weather Service - NWS - NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland (manual do programa).
7. CBDB [1999] Guia básico de segurança de barragens, Comitê Brasileiro de Barragens - Núcleo Regional de São Paulo - Comissão Regional de Segurança de Barragens, 77 páginas.



