

BANCO INTERNACIONAL PARA RECONSTRUÇÃO E DESENVOLVIMENTO - BIRD (BANCO MUNDIAL)

> Ministério da Integração Nacional - MI Programa Nacional de Desenvolvimento dos Recursos Hídricos - PROÁGUA NACIONAL -Acordo de Empréstimo Nº.: 7420-BR - BID

> > Governo do Estado do Ceará Projeto de Gestão Integrada dos Recursos Hídricos PROGERIRH II Acordo de Empréstimo N.: 7630-BR

ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE PARA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU, DO CANAL/TÚNEL E DA PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH.

ETAPA B3 — PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGÉM LONTRAS Volume 2 - projeto executivo Tomo 3 - Memória de <u>Cálculo</u>



Revisão : Dezembro/2012

Integração

Elaboração do Estudo de Viabilidade e do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapaba/Ce (Para Construção das Barragens Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica -PCH)

# Etapa B3 – Projeto Executivo da Barragem Lontras Volume 02 – PROJETO EXECUTIVO

Tomo 3 – Memoria de Cálculo

Outubro/2011



ÍNDICE





# ÍNDICE

# Páginas

ĺľ	ÍNDICE					
A	PRESEN	ΤΑÇÃO	9			
1	CAL	CULO DA FOLGA	. 13			
2	CÁL	CULO DA COTA DO COROAMENTO	. 16			
3	CÁL		18			
			. 10			
4	ESCO	JLHA INICIAL DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES	. 20			
	4.1	TALUDE DE JUSANTE	. 21			
	4.2	TALUDE DE MONTANTE	. 23			
5	DIM	ENSIONAMENTO DO RIP-RAP	. 24			
	5.1	Espessura do Rip-Rap	. 25			
	5.2	DIMENSÃO DOS BLOCOS	. 26			
	5.3	PESO DOS BLOCOS	. 27			
	5.4	Espessura da Transição do Rip-Rap	. 28			
6	ANÁ	LISE GRANULOMÉTRICA DO ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO	. 29			
	6.1	Faixas granulométricas dos materiais	. 30			
	6.2	Análise da granulometria dos materiais	. 34			
	6.2.	1 Análise dos materiais solo e areia	. 34			
	6.2.	2 Análise dos materiais areia e transição fina	. 35			
	6.2.	3 Análise dos materiais transição fina e transição grossa	. 36			
	6.2.4	4 Análise dos materiais transição grossa e enrocamento	. 37			
7	ANÁ	LISES DE FLUXO	. 39			
	7.1	Introdução	. 40			
	7.2	Parâmetros geotécnicos adotados	. 40			
	7.3	Discretização do modelo	. 41			
	7.4	Condições de contorno	. 43			
	7.5	Resultados	. 43			
8	DIM	ENSIONAMENTO DO FILTRO INCLINADO	. 46			
9	DIM	ENSIONAMENTO DO FILTRO HORIZONTAL	. 49			
1	10 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA					
	10.1	Introdução	. 53			





1	.0.2	Desc	RIÇÃO SOFTWARE UTILIZADO	
1	.0.3	Parâ	METROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	
1	.0.4	COND	DIÇÕES CRITICAS ANALISADAS	
1	.0.5	Мето	DDOLOGIA APLICADA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM ENROCAMENTO (TALUDE DE JUSANTE)	
	10.5	.1	Superfície de ruptura em enrocamentos	
	10.5	.2	Pesquisa da superfície potencial de ruptura	
1	.0.6	Resu	LTADOS	
	10.6	.1	Regime de operação	60
	10.6	.2	Abalo sísmico	61
	10.6	.3	Final de Construção	62
	10.6	.4	Rebaixamento rápido	
1	.0.7	CONC	CLUSÕES	
11	ANÁ	LISES	DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO	
1	11	INTRO	שטראָס	79
-	1.2	MFT		
-	1.3	Parâ	METROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	
-	1.4	Anái	ISES REALIZADAS	
11.4 AN		.1	Condicão inicial	
	11.4	.2	Durante a construção	
	11.4	.3	Reaime de Operação	
1	.1.5	Anál	ise dos Resultados	
12	TON		RÁCHA	07
12	TON	IADA	D'AGUA	8/
1	2.1	Dime	NSIONAMENTO HIDRÁULICO DA GALERIA	
1	2.2	Dime	NSIONAMENTO DO TUBO DE AERAÇÃO DA BARRAGEM LONTRAS	
13	DES	CARG	A DE FUNDO	
1	.3.1	CALC	JLO DO TEMPO DE ESVAZIAMENTO	
	13.1	.1	Determinação de v <sub>1</sub>	
	13.1	.2	Determinação de v2	
13.1.		.3	Determinação de $A_1$	102
	13.1	.4	Determinação de A <sub>2</sub>	103
	13.1	.5	Expressão final:	103
14	PERI	IL CR	EAGER	106
				107
1	.4.1 4.2	DEFIN		10/
1	.4.2	DIME	NSIONAMENTO DO PERFIL CREAGER	
15	DIM	ENSIC	DNAMENTO HIDRAULICO DO SANGRADOURO	114





15.1	Cons	IDERAÇÕES GERAIS	.15
15.2	Мем	ória de Cálculo 1	.17
15.2	.1	Dados Básicos do Projeto 1	.17
15.2	.2	Dimensionamento dos Dois Canais Rápidos e das Duas Bacias de Dissipação1	18
15.3	CONT	role da Cavitação1	.26
15.3	.1	Considerações Teóricas 1	26
15.3	.2	Avaliação de Possibilidade de Cavitação nas Estruturas do Sangradouro da Barragem 1	33







# **ÍNDICE FIGURA**

# Páginas

Figura 1.1 – Fetch da bacia hidráulica – barragem Lontras15
Figura 6.1 - Faixas granulométricas do solo do núcleo31
Figura 6.2 - Faixas granulométricas do areal32
Figura 6.3 - Faixas granulométricas da transição fina, transição grossa e enrocamento
Figura 7.1 - Modelo com tratamento de fundação42
Figura 7.2 - Tratamento de fundação (Detalhe)42
Figura 7.3 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de sem tratamento de fundação43
Figura 7.4 - Variação do gradiente de fluxo ao longo do tapete de drenagem para a situação de sem tratamento de fundação
Figura 7.5 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de com tratamento de fundação44
Figura 7.6 – Detalhe dos vetores velocidades do fluxo contornando a região de tratamento de fundação45
Figura 7.7 - Variação do gradiente de fluxo ao longo do tapete de drenagem para a situação de sem tratamento de fundação
Figura 8.1 - Filtro vertical47
Figura 9.1 - Tapete Horizontal50
Figura 10.1 - Esforços admitidos numa fatia - método de Morgenstern-Price (GEO SLOPE – 2007)53
Figura 10.2 – Método de Otimização (Geostudio 2007)54
Figura 10.3 – Superfície de ruptura pelo método tradicional(esquerda) e otimizada (direita) (Geostudio 2007)
Figura 10.4 - Desenho esquemático da ruptura de um dique de enrocamento (Cruz, 2009)57
Figura 10.5 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (sem otimização)58
Figura 10.6 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (otimizada)59
Figura 10.7 - Alteração do grid nas análises59
Figura 10.8 - Variação do FS – Regime de Operação61
Figura 10.9 - Variação do FS - Abalo Sísmicos62
Figura 10.10 – Final de construção65
Figura 10.11 – Final de construção - Superfície Otimizada





Figura 10.12 - Regime de Operação - S 01	66
Figura 10.13 - Regime de Operação - S 01 - Superfície Otimizada	66
Figura 10.14 - Regime de Operação - S 02	66
Figura 10.15 - Regime de Operação - S 02 - Superfície Otimizada	67
Figura 10.16 - Regime de Operação - S 03	67
Figura 10.17- Regime de Operação - S 03 - Superfície Otimizada	67
Figura 10.18 - Regime de Operação - S 04	68
Figura 10.19 - Regime de Operação - S 04 - Superfície Otimizada	68
Figura 10.20 - Regime de Operação - S 05	68
Figura 10.21 - Regime de Operação - S 05 - Superfície Otimizada	69
Figura 10.22 – Regime de Operação - S 06	69
Figura 10.23 – Regime de Operação - S 06 - Superfície Otimizada	69
Figura 10.24 – Regime de Operação - S 07	70
Figura 10.25 – Regime de Operação - S 07 - Superfície Otimizada	70
Figura 10.26 – Regime de Operação - S 08	70
Figura 10.27 – Regime de Operação - S 08 - Superfície Otimizada	71
Figura 10.28 – Abalo sísmico - S 01	71
Figura 10.29 – Abalo sísmico - S 01 - Superfície Otimizada	71
Figura 10.30 – Abalo sísmico - S 02	72
Figura 10.31 – Abalo sísmico - S 02 - Superfície Otimizada	72
Figura 10.32 – Abalo sísmico - S 03	72
Figura 10.33 – Abalo sísmico - S 03 - Superfície Otimizada	73
Figura 10.34 – Abalo sísmico - S 04	73
Figura 10.35 – Abalo sísmico - S 04 - Superfície Otimizada	73
Figura 10.36 – Abalo sísmico - S 05	74
Figura 10.37 – Abalo sísmico - S 05 - Superfície Otimizada	74
Figura 10.38 – Abalo sísmico - S 06	74
Figura 10.39 – Abalo sísmico - S 06 - Superfície Otimizada	75
Figura 10.40 – Abalo sísmico - S 07	75
Figura 10.41 – Abalo sísmico - S 07 - Superfície Otimizada	75





Figura 10.42 – Abalo sísmico - S 0876
Figura 10.43 – Abalo sísmico - S 08 - Superfície Otimizada76
Figura 10.44 – Esvaziamento rápido77
Figura 10.45 – Esvaziamento rápido - Superfície Otimizada77
Figura 11.1 - Função do Módulo de elasticidade para o material do núcleo e talude de montante80
Figura 11.2 - Geometria da condição inicial adotada no modelo81
Figura 11.3 - Distribuição de tensões no material de fundação (condição inicial)
Figura 11.4 - Análise de tensão x deformação 1º estagio de carregamento
Figura 11.5 - Análise de tensão x deformação 2º estagio de carregamento
Figura 11.6 - Análise de tensão x deformação 3º estagio de carregamento
Figura 11.7 - Análise de tensão x deformação 4º estagio de carregamento
Figura 11.8 - Análise de tensão x deformação 5º estagio de carregamento
Figura 11.9 - Análise de tensão x deformação 6º estagio de carregamento
Figura 11.10 - Detalhe das tensões na região do núcleo – Final de construção
Figura 11.11 - Condições de contorno para regime de operação - barragem Lontras
Figura 11.12 - Análise de tensão x deformação - Regime de Operação
Figura 12.1 – Desenho esquemático da tomada d'água
Figura 12.2 – Gráfico Cota x vazão da tomada d'água93
Figura 13.1 - Desenho esquemático da liberação pela descarga de fundo97
Figura 13.2 - Cota x Área x Volume102
Figura 13.3 - Esvaziamento do reservatório105
Figura 15.1 - Arranjo Geral da Barragem Lontras em imagem Google Earth115
Figura 15.2 - Esquema ilustrativo das alturas e profundidades hidráulicas em canais
Figura 15.3 - Perfil hidráulico da sangria da cheia Milenar124
Figura 15.4 - Variação da velocidade125
Figura 15.5 - Variação do número de Froude nas seções126
Figura 15.6 - Distribuição de pressões em canais: (a) fluxo paralelo; (b) fluxo convexo; (c) fluxo côncavo. (Fonte: CHOW, 1973)
Figura 15.7 - Experiência de danos por cavitação em vertedores (FALVEY, 1982)131





# ÍNDICE QUADRO

# Páginas

Quadro 4.1 - Inclinação dos Taludes – Paulo T. Cruz	21
Quadro 5.1 - Espessura do rip-rap - Bourdeaux	25
Quadro 5.2 - Espessura do rip-rap - U. S. Army Corps:	25
Quadro 5.3 - Tabela de D50 em função da altura de onda (U.S. Army Corps)	26
Quadro 5.4 - Valores calculados para Dmax	27
Quadro 5.5 – Espessura do rip-rap segundo cruz	28
Quadro 5.6 - Espessura do rip-rap - U. S. Army Engineers	28
Quadro 6.1 - Faixa Granulométrica do Solo do Núcleo	30
Quadro 6.2 - Faixa Granulométrica da Areia do rio Jatobá	31
Quadro 6.3 - Faixa Granulométrica da Transição fina (brita)	32
Quadro 6.4 - Faixa Granulométrica da Transição Grossa (arenito)	33
Quadro 6.5 - Faixa Granulométrica do enrocamento (arenito)	33
Quadro 7.1 - Parâmetros de permeabilidade dos materiais	40
Quadro 7.2 - Parâmetros de permeabilidade da fundação	41
Quadro 7.3 - Comparativo das vazões do modelo	45
Quadro 10.1 - Parâmetros dos materiais	55
Quadro 10.2 - Resultados das análises de estabilidade - Morgenstern-Price	63
Quadro 11.1 - Cálculo do módulo de elasticidade	80
Quadro 11.2 - Módulos de elasticidade dos materiais	80
Quadro 12.1 - Vazões da Tomada D'água	92
Quadro 13.1 - Esvaziamento do reservatório	.104
Quadro 15.1 - Calculo do sangradouro	.121
Quadro 15.2 - Valores Usuais do Índice de Cavitação (FALVEY, 1990, TOMAZ, 2011)	.132





# APRESENTAÇÃO





# **APRESENTAÇÃO**

O objetivo geral da Política Estadual dos Recursos Hídricos do Ceará é promover o uso racional dos recursos hídricos e gerenciar os mesmos de uma maneira integrada e descentralizada. Neste contexto se insere o Eixo de Integração da Ibiapaba, o qual se constitui em um dos projetos empreendidos pelo Governo do Estado do Ceará para alcançar as metas de aproveitamento integrado dos recursos hídricos.

O Eixo de Integração da Ibiapaba, então concebido pelo PROGERIRH - Programa de Gerenciamento e Integração dos Recursos Hídricos, está localizado na região noroeste semi-árida do Estado do Ceará. Neste sistema, estão compreendidas as Bacias dos Rios Acaraú, Coreaú e Poti, sendo que esta última se estende também ao Estado do Piauí, onde constitui uma parte da Bacia do Parnaíba. Se diferencia por ser o primeiro sistema complexo deste tipo a ser estudado, sendo que nele se prevê a transferência de águas da Bacia do Rio Poti (Parnaíba) para as Bacias dos Rios Acaraú e Coreaú.

O documento aqui apresentado integra os serviços de consultoria para ELABORAÇÃO DO ESTUDO DE VIABILIDADE E DO PROJETO EXECUTIVO DO EIXO DE INTEGRAÇÃO DA IBIAPABA/CE (PARA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS LONTRAS E INHUÇU DO CANAL/TÚNEL E PENSTOCK/PEQUENA CENTRAL HIDRELÉTRICA - PCH), objeto do contrato 02/PROGERIRH 2011 firmado entre o Consórcio ENGESOFT/IBI e a SRH/CE.

Referidos estudos visam promover o controle dos recursos hídricos da bacia hidrográfica do Rio Inhuçu.

Conforme estabelecem os Termos de Referência contratuais, a finalidade principal com o desenvolvimento dos estudos contratados é aprofundar mais detalhadamente o atendimento às demandas de água das regiões de influências; proporcionar um aproveitamento racional das águas acumuladas nos reservatórios, para o abastecimento urbano e rural e para uso com o desenvolvimento da irrigação em áreas aptas a este tipo de atividade, e para a geração de energia elétrica, caso se mostre viável.

O estudo é composto pelas seguintes Fases e Etapas:





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO do  $\dot{C}EAR\dot{A}$  Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



# FASE A: ESTUDO DE VIABILIDADE

- Etapa A1 Relatório de Identificação de Obras RIO
- Etapa A2 Estudos de Viabilidade Ambiental EVA do Sistema (Barragens Lontras e Inhuçu, Canal/Túnel e Penstock/PCH)
- Etapa A3 Estudos Básicos e Concepções Gerais dos Projetos das Barragens, Canal/Túnel e Penstock/PCH
- Etapa A4 Relatório Final de Viabilidade RFV.

# FASE B: PROJETO EXECUTIVO

- Etapa B1 Estudos de Impactos no Meio Ambiente EIA / RIMA
- Etapa B2 Levantamento Cadastral e Plano de Reassentamento das Barragens Lontras e Inhuçu.
- Etapa B3 Projeto Executivo das Barragens Lontras e Inhuçu e Perímetro Irrigado.
- Etapa B4 Manuais de Operação e Manutenção do Sistema
- Etapa B5 Avaliação Financeira e Econômica Final do Sistema Barragens e Perímetro Irrigado.

O presente documento faz parte da **Etapa B3 – Projeto Executivo da Barragem** Lontras.

O Projeto da **Barragem Lontras** é constituído de dois volumes, como discriminado a seguir:

# • Volume 1 – Estudos Básicos

- Tomo 1: Relatório Geral;
- Tomo 2: Estudos Cartográficos;
- Tomo 2A: Estudos Cartográficos Desenhos;
- Tomo 3: Estudos Hidrológicos;
- Tomo 4: Estudos Geológicos e Geotécnicos;
- Tomo 4A: Estudos Geológicos e Geotécnicos Anexos dos estudos nos locais do barramento e sangradouro;
- Tomo 4B: Estudos Geológicos e Geotécnicos Anexos dos estudos das jazidas;
- Tomo 5: Estudos Pedológicos;





# • Volume 2 – Projeto Executivo

Tomo 1: Relatório de Concepção Geral; Tomo 2: Desenhos; Tomo 3: Memória de Calculo;

Tomo 3A: Memória de Calculo – Dimensionamento estrutural;

Tomo 4: Especificações técnicas e normas de medição e pagamento;

Tomo 5: Quantitativos e Orçamento;

Tomo 5A: Calculo de Quantitativos;

Tomo 6: Relatório Síntese;

O presente documento é nomeado como Tomo 3: Memoria de Cálculo do Volume

1- Estudos Básicos e aborda os seguintes capítulos:

- Apresentação
- Calculo da folga
- Cálculo da cota do coroamento
- Cálculo da largura do coroamento
- Escolha da inclinação dos taludes
- Análise granulométrica dos materiais
- Análises de fluxo
- Dimensionamento do filtro inclinado
- Dimensionamento do filtro horizontal
- Análise da estabilidade
- Análises de tensão x deformação
- Tomada d'água
- Descarga de fundo
- **Perfil Creager**
- Dimensionamento hidráulico do sangradouro





#### **CALCULO DA FOLGA** 1





# 1. CÁLCULO DA FOLGA

A folga da barragem é definida como sendo a diferença de cota entre o coroamento e o nível máximo das águas. A folga é dada pela expressão:

$$f = 0.75 \cdot h + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$
, dada em metro.

Onde h é a altura da onda formada pela ação dos ventos sobre o espelho d'água do lago, enquanto h é calculada por:

$$h = 0.75 + 0.34 \cdot F^{\frac{1}{2}} - 0.26 \cdot F^{\frac{1}{4}}$$
, dada em metro, para F < 18km.  
 $h = 0.34 \cdot F^{\frac{1}{2}}$ , dada em metro, para F > 18km.

Onde:

F, denominado de fetch, é a distancia máxima em quilômetros em linha reta entre qualquer extremidade do lago e um ponto qualquer sobre o barramento.

V é a velocidade da onda, dada pela formula:

$$V = 1,5 + 2 \cdot h$$
, em m/s.

Para o lago da Barragem Lontras, tem-se F = 9,4 km, logo:

1. Cálculo da altura de onda:

$$F = 9,4km \Longrightarrow h = 0,75 + 0,34 \cdot (9,4)^{\frac{1}{2}} - 0,26 \cdot (9,4)^{\frac{1}{4}} = 0,75 + 1,04 - 0,45$$
  
h = 1,34m

2. Cálculo da velocidade da onda:

$$V = 1,5 + 2 \cdot (1,34) = 4,18m/s$$

3. Cálculo da folga:

$$f = 0,75 \cdot (1,34) + \frac{(4,18)^2}{2 \cdot (9,81)} = 1,00 + 0,89$$
$$f = 1,89m$$



**OVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central taria dos Recursos Hídricos Hidrelétrica - PCH).





#### CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO 2





# 2. CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO

A cota do Coroamento da Barragem Lontras é dada pela expressão:

$$C_C = C_S + L + f$$

Onde:

 $C_{C} =$ Cota do Coroamento.

 $C_s$  = Cota da Soleira = 535,00 m.

 $L_{1000} = L\hat{a}mina$  vertente na cheia milenar = 2,50 m (el.=537,50).

f = folga = 1,89 m.

 $CC_{\min} = 535,00 + 2,50 + 1,89 = 539,39m$ 

**Adotado:**  $CC_{min} = 540,00m$ 

#### Verificação da segurança quanto a cheia decamilenar

Cota da soleira = 535,00 mLamina decamilenar = 3,60 m

Cota de segurança = cota da soleira + laminia decamilenar + 0,50 m Cota de segurança < cota do coroamento

Cota de segurança =  $535,00 + 3,60 + 0,50 = 539,10 \text{ m} \le 540,00 \text{ m}$  - Atende



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO do CEARA Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



#### CÁLCULO DA LARGURA DO COROAMENTO 3





# 3. CÁLCULO DA LARGURA DO COROAMENTO

Adotando-se a fórmula de Preece à seção de maior altura tem-se:

$$L_{c} = 1,1\sqrt{H} + 0,9$$

Onde:

 $L_c$  = Largura da barragem (m);

H = Altura da barragem (m): Leito do Rio –topo rochoso: el = 560,50

Coroamento: el = 605,50

Logo:  $L_C = 1,10\sqrt{(540,00-482,99)} + 0,9$ 

L= 9,21 m,

adotado L= 9,00m



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



#### ESCOLHA INICIAL DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES 4





### 4. ESCOLHA INICIAL DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES

A fixação dos taludes em barragens é geralmente resultado dos estudos de estabilidade, sendo necessário fazer uma escolha inicial para em seguida analisar.

A seguir, será apresentada a definição inicial dos taludes da barragem Lontras, e num capitulo posterior, será realizado um estudo de estabilidade dos mesmos.

#### 4.1 TALUDE DE JUSANTE

Em função dos materiais existentes adjacentes a obra, a barragem Lontras foi projetada com o talude de jusante de enrocamento de arenito compactado. Para barragens de enrocamento, além da estabilidade pelos métodos tradicionais de equilíbrio limite, também é necessário analisar outros fatores (natureza do material, deformabilidade, etc.) na definição da inclinação dos taludes.

O Bureau of Reclamation sugere as inclinações de taludes para barragens de enrocamento entre os valores de 1:3 à 1:7 (v:h).

# Já o engenheiro Paulo Teixeira da Cruz em sua obra "100 Barragens Brasileiras" sugere os seguintes taludes preliminares que são mostrados no

Quadro 4.1:

Tipo de Material	Montante	Jusante
Solos Compactados	2:5(H) : 1,0(V)	$2.0(H) \cdot 1.0(V)$
Solos compactados	3,0(H):1,0(V)	$2.0(11) \cdot 1.0(1)$
Salas Compostados Argilasos	2:0(H):1,0(V)	2:0(H):1,0(V)
Solos Compactados Argilosos	3,0(H):1,0(V)	2,5(H):1,0(V)
Solos Compactados Siltosos	3,5(H) : 1,0(V)	3,0(H) : 1,0(V)
Farooamentos	1:3(H) : 1,0(V)	1:3(H) : 1,0(V)
Emocamentos	1,6(H) : 1,0(V)	1,6(H) : 1,0(V)

#### Quadro 4.1 - Inclinação dos Taludes - Paulo T. Cruz

Segundo Cooke e Sherard (1987) apud Cruz (2009), enrocamentos não podem romper se lançados ou compactados com taludes entre 1,3:1,0 e 1,4:1,0 (h:v) (inclinações usuais para barragens de enrocamento com face de concreto- BEFC ). Isto se deve pelo simples fato de que o enrocamento possui um alto valor de ângulo de atrito ( $\phi \approx 45$  graus), que garante a estabilidade. Contudo, estas inclinações



**GOVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central retaria dos Recursos Hídricos Hidrelétrica - PCH).



NÃO SÃO RECOMENDADAS a serem aplicadas para usuais em BEFC enrocamentos de arenito, pois o ângulo de atrito deste material é bem inferior ( $\phi \approx 35$ graus), havendo assim uma grande redução no Fator de Segurança.

Com base nas equações de resistência, o Fator de Seguranca para um plano paralelo ao talude (casca superficial) é dado pela seguinte expressão:

$$FS = \frac{tg\,\varphi}{tg\,\beta}$$

Onde:

 $\varphi = \hat{A}$ ngulo de atrito

 $\beta$  = ângulo de inclinação do talude

Para um talude hipotético de um enrocamento ( $\varphi$  = 45 graus) e inclinações recomendadas de 1,0 (v):1,40 (h), temos um Fator de segurança de FS=1,40. Contudo, para o mesmo talude com um enrocamento de arenito ( $\varphi$  = 35 graus), o fator de segurança reduz para FS=0,98 (instável). Verificamos assim que o talude de enrocamento deve ser mais suave devido ao ângulo de atrito ser menor.

Fazendo esta mesma verificação para o arenito ( $\varphi$  = 35 graus), mas alterando a inclinação para 1,0 (v):2,00 (h), temos o FS=1,40.

Outro ponto a se destacar é com relação à integridade dos blocos de rocha durante os processos de construção, pois com o aumento de pressão no interior do enrocamento, geram-se interações nos pontos de contatos dos blocos provocando a quebra, e inclusive aumentando a deformabilidade do maciço por esta acomodação.

O comportamento mencionado acima é comprovado por estudos do comportamento de enrocamentos realizados por Ribeiro (2001). Para tensões entre 50 kPa e 400 kPa, (para um enrocamento hipotético, admitindo-se grãos esféricos de quartzo uniformes, com diâmetro de 300 mm, num arranjo matricial tipo cubico), o estudo cita que pode ocorrer o aumento de tensões nos contatos em da ordem de mais de 100 vezes, gerando a plastificação dos mesmos e ocasionando quebra dos blocos/grão com um novo arranjo estrutural.

Baseados nas recomendações sugeridas acima, adotou-se preliminarmente a inclinação 1,0 (V) para 2,0 (H) para o talude de jusante.



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



# 4.2 TALUDE DE MONTANTE

Para uma barragem sujeita a um esvaziamento rápido, a literatura recomenda taludes de no mínimo de 1,0 (V) para 3,0 (H) para materiais tipo (SM, SC, GC, GM). O material das jazidas de empréstimo para o talude de montante (J01, J02, J02A, J03, J03A, J04, J04A, J05) é classificado predominantemente como SM

Desta forma. Admitiram-se as seguintes inclinações:

- Entre as cotas 540,00 e 515,00 Inclinação de 1,0 (V) para 2,5 (H) •
- Entre as cotas 515,00 e 500,00 Inclinação de 1,0 (V) para 3,0 (H) •
- Abaixo da cota 500,00 Inclinação de 1,0 (V) para 3,5 (H) •





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



#### 5 **DIMENSIONAMENTO DO RIP-RAP**





# **5. DIMENSIONAMENTO DO RIP-RAP**

O presente capítulo tem com objetivo apresentar os seguintes elementos:

- a. Dimensionamento da espessura da camada de Rip-Rap e Transição.
- b. Definição das dimensões e peso dos blocos

### 5.1 ESPESSURA DO RIP-RAP

Pelo valor determinado de altura de onda, ou seja, h igual a 1,34m, tem-se as seguintes recomendações para a espessura de Rip-rap:

1. Bourdeaux (1979):

#### Quadro 5.1 - Espessura do rip-rap - Bourdeaux

Altura Máxima de Onda (m)	D <sub>50%</sub> (m)	P <sub>50%</sub> (kg)	e (m)	
1,20–1,80	0,38	680	0,61	

2. U. S. Army Corps:

#### Quadro 5.2 - Espessura do rip-rap - U. S. Army Corps:

Altura da Onda (m)	e (m)	D <sub>50%</sub> (m)	
1,20–1,80	0,55	0,40	

3. Tenesse Vallery Autority:

 $e = C \cdot V^2$ 

Onde:

C = Coeficiente, adotado o valor de 0,028;

 $\gamma$  = Peso específico da rocha = 2,50 tf/m<sup>3</sup>;

e = Espessura do rip-rap em (m).

Assim sendo:

$$e = (0,028) \cdot (3,90)^2 = 0,42m$$



**OVERNO** DO



Embora a maior espessura recomendada para o rip-rap tenha sido de 0,61 m, adotou-se uma espessura de rip-rap de 0,70 m, medido na perpendicular ao talude. A adoção de um valor ligeiramente superior aos recomendados se deve ao fato que a rocha disponível ser de origem arenítica, com tendência a gerar blocos lamelares.

# 5.2 DIMENSÃO DOS BLOCOS

Para o nível do reservatório em estudo calculou-se o diâmetro representativo de 50% do bloco de pedra a ser utilizado no enrocamento (D<sub>50</sub>), o diâmetro máximo (Dmax) e mínimo (Dmin).

Para a determinação do D50 mínimo adotou-se a proposição do US Army Corps, com função da altura da onda, que pode se resumida no Quadro 5.3, abaixo:

Altura da Onda (m)	D50 mínimo
0 – 0,30	0,20
0,30 - 0,60	0,25
0,60 – 1,20	0,30
1,20 – 1,80	0,40
1,80 – 2,40	0,45
2,40 - 3,00	0,55

Quadro 5.3 - Tabela de D50 em função da altura de onda (U.S. Army Corps)

Para o calculo do Dmax baseou-se nas proposições de Taylor (expressão 6) e de Carmany (expressão 7), que apresenta-se a seguir:

Dmax ~  $1,5 \times D_{50}$ .....(6)  $Dmax = 1,5 a 2,0 x D_{50}$ ....(7)

Adotando-se para o Dmax o valor de 1,5 vezes o D<sub>50</sub> tem-se:



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



	Quadro	5.4 -	Valores	calculados	para	Dmax
--	--------	-------	---------	------------	------	------

Cota (m)	D50 (m)	Dmax (m)
535,00	0,40	0,60

### 5.3 PESO DOS BLOCOS

Para o nível do reservatório em estudo calculou-se o diâmetro representativo de 50% do bloco de pedra a ser utilizado

As características dos blocos do rip-rap são as seguintes:

a) Os blocos empregados na construção do rip-rap devem ter no mínimo 50% de pedras com peso igual a:

$$P_{50\%} = \frac{0.063\gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_0} - 1\right)^3} \left[H_0 / sen(\alpha_{crit} - \alpha)\right]^3 = 4/3\pi R^3\gamma_r$$

Onde:

 $P_{50\%}$  = Peso do bloco de rocha que compõem 50% do rip-rap (tf);

 $\gamma_r$  = Peso específico da rocha = 2,40 tf/m<sup>3</sup>;

 $\gamma_0$  = Peso específico da água = 1,00 tf/m<sup>3</sup>;

 $H_0$  = altura de onda

 $\alpha_{crit}$  = ângulo necessário do talude para que a forca do peso do bloco de rocha seja vertical

Segundo Marçal (1975), o  $\alpha_{crit}$  para um enrocamento lançado é da ordem de 65 graus.

Adotando um peso especifico de 2,4 t/m<sup>3</sup>, e resolvendo a expressão acima, temos:

$$P_{50\%} = 345 kgf$$

b) O peso do bloco mínimo:

$$P_{\min} = 0.25P_{50\%} = 0.25 \cdot 0.35 \therefore P_{\min} = 0.086tf = 86kgf$$



**OVERNO** DO



# 5.4 ESPESSURA DA TRANSIÇÃO DO RIP-RAP

Segundo Cruz (1996), a espessura mínima da transição em enrocamentos sem finos deve ser, em função da altura de onda de:

Altura de Onda (m)	Espessura Transição (m)
0,00–1,20	0,15
1,20–2,40	0,25
2,40–3,00	0,30

Quadro	5.5 -	Espessura	do	rip-rap	segundo	cruz
<u> </u>		-				

Segundo o U. S. Army Engineers, a espessura mínima da transição é dado por:

#### Quadro 5.6 - Espessura do rip-rap - U. S. Army Engineers

Altura Máxima da Onda	Espessura Mínima
(m)	da Transição (m)
1,21–2,40	0,23

Adotou-se para a transição do rip-rap duas camadas, a saber:

- > Primeira Camada: será formada por brita, com espessura de 0,30m.
- > Segunda Camada: será formada por areia grossa, com espessura de 0,30m.





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



#### ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO 6





# **5 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO ENROMENTO E TRANSIÇÃO**

### 6.1 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DOS MATERIAIS

As granulometrias do enrocamento e da transição devem atender a duas exigências principais:

- 1. Exigências com relação à erosão interna: os vazios existentes no filtro em contato com solos erodíveis devem ser suficientemente pequenos para evitar que as partículas desses solos sejam carregadas através da transição, assim como da transição para o enrocamento.
- 2. Exigência com relação à permeabilidade: os vazios existentes no enrocamento e na transição em relação aos solos a serem protegidos devem ser suficientemente grandes para permitir o livre escoamento das águas infiltradas.

Além desses dois critérios básicos, dimensionou-se um material com uma curva granulométrica aproximadamente paralela à curva do material a ser protegido.

A faixa granulométrica do solo compactado do maciço foi obtida pelos máximos e mínimos dos resultados médios dos ensaios de granulometria por peneiramento e dos ensaios de granulometria por sedimentação realizados em amostras das jazidas J-09 e J-10, a qual é mostrada a seguir:

#	(mm)	Faixa
2"	50,8	100
1"	25,4	100
3/8"	9,5	100
N°4	4,8	96–100
Nº10	2,0	82-100
Nº40	0,42	68-91
N°200	0,074	31-67

Quadro 6.1 - F	Faixa Granulo	ométrica do	Solo do	Núcleo
----------------	---------------	-------------	---------	--------





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).





Figura 6.1 - Faixas granulométricas do solo do núcleo

A faixa granulométrica da areia do rio Jatobá foi obtida pelos máximos e mínimos dos resultados médios dos ensaios de granulometria por peneiramento realizado nas amostras do areal, a qual é mostrada a seguir:

#	(mm)	Faixa
2"	50,8	100
1"	25,4	79-100
3/8"	9,5	52-100
N°4	4,8	33-98
N°10	2,0	8-78
N°40	0,42	0-44
N°200	0,074	0-4

Quadro 6.2 - Faixa Granulométrica da Areia do rio Jatobá





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).





Figura 6.2 - Faixas granulométricas do areal

A faixa granulométrica da transição fina (brita da pedreira P-02), transição grossa de arenito e enrocamento foram definidas com base na granulometria dos materiais mais finos (solo e areia) e com base na trabalhabilidade dos materiais. A seguir será apresentado a granulometria destas transições.

#	(mm)	Faixa
2"	50,8	100
1"	25,4	55-100
3/8"	9,5	0-59
N°4	4,8	0-33
N°10	2,0	0

Quadro 6.3 - Faixa Granulométrica da Transição fina (brita)



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens Estado do Ceará Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



#	(mm)	Faixa
8"	203,2	100
4"	101,6	40-100
2"	50,8	0-72
1"	25,4	0-15
3/8"	9,5	0

Quadro 6.4 - Faixa Granulométrica da Transição Grossa (arenito)

Quadro 6.5 - Faixa	Granulométrica	do	enrocamento	(arenito)
--------------------	----------------	----	-------------	-----------

#	(mm)	Faixa
24"	609,6	100
16"	406,4	38-100
8"	203,2	0-100
4"	101,6	0 - 10









Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



#### 6.2 **ANÁLISE DA GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS**

Para que um material funcione como filtro, evitando portanto fenómenos de erosão interna, terá de satisfazer a condição proposta por Terzaghi:

$$\frac{D_{15(FILTRO)}}{D_{85(SOLO)}}\langle 5$$

em que D<sub>15</sub> e D<sub>85</sub> representam os diâmetros tais que 15% e 85%, em peso, do material é constituído por partículas com diâmetro inferior.

Haverá ainda que assegurar que o material seja substancialmente mais permeável que o solo protegido. De acordo com Terzaghi esta característica é satisfeita pela condição:

$$\frac{D_{15(FILTRO)}}{D_{15(SOLO)}}$$
 5

supondo que o material do filtro não contem mais de 5% de partículas de dimensão inferior a 0.074 mm.

# 6.2.1 Análise dos materiais solo e areia

# Verificação do critério de permeabilidade

Valores máximos

$$\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{85(SOLO)}} = \frac{2.5}{25} = 0.1 \langle 5 \text{ OK} \rangle$$

Valores mínimos

 $\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{85(SOLO)}} = \frac{0.12}{0.29} = 0.41 \langle 5 \text{ OK} \rangle$ 

# • Verificação do critério de erosão interna

# Valores máximos



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).


$$\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{15(SOLO)}} = \frac{2,5}{0,027} = 92,6$$
 5 OK

Valores mínimos

 $\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{15(SOLO)}} = \frac{0.12}{0.0018} = 66.67$  5 OK

### 6.2.2 Análise dos materiais areia e transição fina

#### Verificação do critério de permeabilidade •

Valores máximos

$$\frac{D_{15(BRITA)}}{D_{85(AREIA)}} = \frac{15}{21} = 0.7\langle 5 \text{ OK}$$

Valores mínimos

 $\frac{D_{15(BRITA)}}{D_{85(AREIA)}} = \frac{3.0}{2.5} = 1.2\langle 5 \text{ OK} \rangle$ 

#### • Verificação do critério de erosão interna

### Valores máximos

$$\frac{D_{15(BRITA)}}{D_{15(AREIA)}} = \frac{15}{2,5} = 6 \ \rangle \ 5 \ \text{OK}$$

Valores mínimos

$$\frac{D_{15(BRITA)}}{D_{15(AREIA)}} = \frac{3.0}{0.12} = 25 \ \rangle \ 5 \ \text{OK}$$

### • Verificação da uniformidade

### Valores máximos

$$\frac{D_{60(BRITA)}}{D_{15(BRITA)}} = \frac{9,0}{3,0} = 3 < 20 \text{ OK}$$



GOVERNO DO



Valores mínimos

$$\frac{D_{60(BRITA)}}{D_{15(BRITA)}} = \frac{25}{15} = 1,67 < 20 \text{ OK}$$

# 6.2.3 Análise dos materiais transição fina e transição grossa

### Verificação do critério de permeabilidade •

## Valores máximos

$$\frac{D_{15(T.GROSSA)}}{D_{85(BRITA)}} = \frac{25}{25} = 1 \langle 5 \text{ OK} \rangle$$

Valores mínimos

$$\frac{D_{15(T.GROSSA)}}{D_{85(BRITA)}} = \frac{80}{40} = 2,0 \ \langle 5 \ OK$$

# • Verificação do critério de erosão interna

## Valores máximos

$$\frac{D_{15(T.GROSSA)}}{D_{15(BRITA)}} = \frac{25}{3} = 8,33 \ \rangle \ 5 \ \text{OK}$$

Valores mínimos

$$\frac{D_{15(T.GROSSA)}}{D_{15(BRITA)}} = \frac{80}{15} = 5,33 \ \rangle \ 5 \ \text{OK}$$

### • Verificação da uniformidade

### Valores máximos

$$\frac{D_{60(T.GROSSA)}}{D_{15(T.GROSSA)}} = \frac{120}{80} = 1,5 < 20 \text{ OK}$$



GOVERNO DO



Valores mínimos

$$\frac{D_{60(T.GROSSA)}}{D_{15(T.GROSSA)}} = \frac{45}{25} = 1.8 < 20 \text{ OK}$$

## 6.2.4 Análise dos materiais transição grossa e enrocamento

### • Verificação do critério de permeabilidade

Valores máximos

$$\frac{D_{15(ENROCAMENTO)}}{D_{85(T.GROSSA)}} = \frac{120}{80} = 1.5 \ \langle 5 \ OK$$

### Valores mínimos

 $\frac{D_{15(ENROCAMENTO)}}{D_{85(T.GROSSA)}} = \frac{410}{150} = 2,2 \ \langle 5 \ OK$ 

### • Verificação do critério de erosão interna

### Valores máximos

 $\frac{D_{15(ENROCAMENTO)}}{D_{15(T.GROSSA)}} = \frac{120}{25} = 4.8 \ \rangle \ 5 \ \text{OK}$ 

Valores mínimos

 $\frac{D_{15(ENROCAMENTO)}}{D_{15(T.GROSSA)}} = \frac{410}{80} = 5,125 \ \rangle \ 5 \ \text{OK}$ 

### • Verificação da uniformidade

### Valores máximos

 $\frac{D_{60(ENROCAMENTO)}}{D_{15(ENROCAMENTO)}} = \frac{160}{120} = 1,33 < 20 \text{ OK}$ 

### Valores mínimos





 $\frac{D_{60(ENROCAMENTO)}}{D_{15(ENROCAMENTO)}} = \frac{430}{410} = 1,05 < 20 \text{ OK}$ D<sub>15(ENROCAMENTO)</sub>



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** Secretaria dos Recursos Hídricos



### ANÁLISES DE FLUXO 7



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secretaria dos Recursos Hídricos* 



## 6 ANÁLISES DE FLUXO

## 7.1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de se estimar a linha freática e vazões que atravessam a fundação e o aterro da Barragem Lontras, foram realizadas simulações numéricas de fluxo utilizando-se o programa SEEP/W 2007, o qual, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), permite a análise de fluxo permanente em meios estratificados, incorporando efeitos de anisotropia.

Os parâmetros hidráulicos dos materiais que compõem a fundação do maciço da barragem foram estabelecidos com base em ensaios de permeabilidade apresentados no Volume 1: Estudos Básicos - Tomo 4: Estudos Geológicos e Geotécnicos.

O estudo foi realizado adotando o regime de fluxo permanente, adotando-se dois tipos de situação para a fundação:

- Estudo **com** tratamento de fundação
- Estudo sem tratamento de fundação •

A seguir será apresentado o detalhamento do estudo realizado.

### 7.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

Os valores da permeabilidade para o solo do núcleo e drenos de areia foram obtidos segundos dados dos ensaios de permeabilidade apresentados no relatório de estudos básicos. Os parâmetros de permeabilidade dos demais materiais foram estimados conforme a literatura técnica disponível. No Quadro 7.1 é apresentado os parâmetros que foram adotados.

### Quadro 7.1 - Parâmetros de permeabilidade dos materiais

Material	K (m/s)
Solo compactado	6,7 x 10 <sup>-9</sup>
Solo compactado com blocos	1,10 x 10 <sup>-8</sup>
Dreno de areia	1,40 x 10 <sup>-5</sup>
Transição de brita	1,00 x 10 <sup>-3</sup>
Enrocamento de arenito	1,00 x 10 <sup>-1</sup>







A fundação da barragem foi considerada como material homogêneo, distribuídos em duas camadas. As camadas adotadas foram definidas de acordo com a sondagem SMB-03 realizada na estaca 31+15 e pelos resultados dos ensaios de Lugeon. Desta forma no quadro a seguir serão apresentados os parâmetros adotados para a fundação

Material	Profundidade (m)	Permeabilidade média (m/s)
Silte arenoso / Arenito pouco coerente	0,00 - 2,00	1,00 x 10 <sup>-3</sup>
Arenito coerente	$2,00 - \infty$	1,01 x 10 <sup>-6</sup>

Quadro 7.2 - Parâmetro	os de permeabi	lidade da fundação
------------------------	----------------	--------------------

### 7.3 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

A geometria utilizada nas análises corresponde à seção máxima da Barragem Lontras localizada na Estaca 32. Na discretização do maciço, a seção transversal foi dividida em regiões conforme os materiais presentes.

A seção da Barragem Lontras foi discretizada em uma malha de 15393 Elementos Finitos, com o tamanho global dos elementos fixados na ordem de 2,00 metros, que foram gerados automaticamente pelo programa SEEP/W.

Também foi incorporado ao modelo em estudo os Elementos Infinitos na região inferior da malha, que são elementos com forma inalterada, que multiplicadas por funções de decaimento tem o objetivo de assegurar um comportamento de resposta mais coerente em relação ao fluxo percolado pelo maciço rochoso de fundação.

No estudo com tratamento de fundação, considerou-se no modelo a hipótese da rocha impermeável na linha dos furos de contenção até uma profundidade de 15 metros.

Na Figura 6.1 é apresentadas as malhas dos modelos, e na Figura 6.2 mostra o detalhe do tratamento de fundação.





Figura 7.1 - Modelo com tratamento de fundação



Figura 7.2 - Tratamento de fundação (Detalhe)





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do **GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** Secretaria dos Recursos Hidricos



## 7.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno do problema referem-se às cargas hidráulicas que a barragem estará sujeita no regime de operação. Para o talude de montante, considerou-se uma carga hidráulica constante na cota 535,00m.

Para o sistema de drenagem, considerou-se como uma "seepage face", no qual se trata de uma face de percolação em que a pressão é nula, sendo a linha freática especificada por soluções em processos interativos.

# 7.5 RESULTADOS

Para a análise de fluxo, temos as seguintes:



Figura 7.3 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de sem tratamento de fundação

Com relação ao gradiente hidráulico no tapete de drenagem, verificamos que nos primeiros 30 metros do dreno o gradiente atinge valores mais elevados, fortemente influenciado pela concentração do fluxo no inicio do dreno horizontal, como podemos visualizar na Figura a seguir:









Figura 7.4 - Variação do gradiente de fluxo ao longo do tapete de drenagem para a situação de sem tratamento de fundação

Considerando o tratamento de fundação no modelo, de forma a criar uma barreira na parte central da barragem (na rocha de fundação). As equipotenciais sofrem poucas alterações no maciço, contudo, verificamos grandes alterações na fundação devido a inclusão das linhas de contenção, como podemos verificar a seguir:



Figura 7.5 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de com tratamento de fundação







# Figura 7.6 - Detalhe dos vetores velocidades do fluxo contornando a região de tratamento de fundação.

Apesar do tratamento, as vazões pelo maciço e fundação não sofrem grandes alterações como é mostrado no Quadro 6.3.

Situação do fundação	Vazão (L/min)			
Situação de fundação	Barragem	Fundação	Filtro horizontal	
Com tratamento de fundação	0,007	1,07	0,98	
Sem tratamento de fundação	0,007	1,24	1,23	

	Quadro	7.3 -	Comparativo	das	vazões	do	modelo
--	--------	-------	-------------	-----	--------	----	--------

Contudo, foi verificada uma diminuição nos gradientes ao longo do dreno horizontal em relação ao modelo sem tratamento, como mostra a seguir







GOVERNO DO

etaria dos Recursos Hídricos



### DIMENSIONAMENTO DO FILTRO INCLINADO 8



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secretaria dos Recursos Hídricos* 



# **7 DIMENSIONAMENTO DO FILTRO INCLINADO**

A descarga através do maciço pode ser estimada corresponde ao seguinte valor obtido nas simulações de fluxo:

$$Q = K_f \cdot i \cdot A$$
  $\therefore$   $Q = K_f \cdot i \cdot (Bx1)$ 

Onde:

Q = Vazão absorvida pelo filtro

 $K_{f}$  = Coeficiente de permeabilidade do filtro

B = Espessura do filtro vertical



Figura 8.1 - Filtro vertical

Com base nos resultados das análises de fluxo da barragem Lontras, temos que o gradiente hidráulico máximo na face do filtro igual a 0,65, como podemos verificar no gráfico a seguir.





Gráfico do gradiente hidraulico no filtro vertical



Portanto, temos a largura do filtro igual:

$$B = \frac{Q}{0.65 x K_f}$$

No capítulo 6 de Análise de fluxo, a vazão pelo maciço, por metro é:.

$$Q = 1,11x10^{-7} m / s$$

Nos ensaios de permeabilidade de carga constante das amostras do areal teve uma permeabilidade média de kf=  $1,10x \ 10^{-5} \text{ m/s}$ .

Logo, a espessura do filtro é dada pelo calculo abaixo

$$B = \frac{1,11x10^{-7} \, m \, / \, s}{(0,65)x(1,10x10^{-5})}$$

B = 0.02m

Tendo em vista aspectos construtivos, foi adotada uma espessura de 1,5 m.





### 9 DIMENSIONAMENTO DO FILTRO HORIZONTAL



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secretaria dos Recursos Hidricos* 



## 8. DIMENSIONAMENTO DO FILTRO HORIZONTAL

Neste capítulo mostra-se as considerações adotadas para o dimensionamento do tapete horizontal da Barragem Lontras.

Para os tapetes horizontais, considera-se o tapete trabalhando em carga, utilizando toda a sua seção para o fluxo da água, ou seja, subestima a espessura do tapete. Aplicando a Lei de Darcy, tem-se:



Figura 9.1 - Tapete Horizontal

$$Q = K_f \cdot i \cdot A = K_f \cdot \frac{B}{L} \cdot (B \cdot i) \therefore Q = K_f \cdot \frac{B^2}{L}$$
$$B > \sqrt{\frac{Q \cdot L}{K_f}}$$

Onde:

**GOVERNO** DO

Q = vazão absorvida pelo tapete

 $K_{f}$  = coeficiente de permeabilidade do tapete

B = espessura do tapete

L =comprimento do tapete





Uma outra hipótese para determinar a espessura do tapete horizontal, considera-se o tapete trabalhando livremente, com a existência de uma linha freática, isto é, a sua seção plena não é utilizada no escoamento da água. Nessa situação, vale a equação de Dupuit (1962):

$$Q = \frac{K \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2 \cdot L} = \frac{K_f \cdot B^2}{2 \cdot L}$$
$$B < \sqrt{\frac{2 \cdot Q \cdot L}{K_f}}$$

Logo, a espessura do tapete horizontal será:

$$\sqrt{\frac{Q \cdot L}{K_f}} < B < \sqrt{\frac{2 \cdot Q \cdot L}{K_f}}$$

# Considerando:

- a) Vazão pela fundação no tapete horizontal, por metro:  $Q = 2,05 \times 10^{-5} m^3 / s \cdot m$ . (A pior situação sem o tratamento de fundação)
- b) Coeficiente de permeabilidade, admitindo o valor do tapete (areia + brita) igual a:

$$K_f = 4,53 \times 10^{-3} m / s$$
.

c) Comprimento do tapete (seção máxima): L = 97,00m.

Desta forma, tem-se:

$$\sqrt{\frac{\left(2,05\times10^{-5}\,m^{3}\,/\,s\cdot m\right)\cdot\left(97,00m\right)}{\left(4,53\times10^{-3}\,m\,/\,s\right)}} < B < \sqrt{\frac{2\cdot\left(2,05\times10^{-5}\,m^{3}\,/\,s\cdot m\right)\cdot\left(97,00m\right)}{\left(4,53\times10^{-3}\,m\,/\,s\right)}}$$

0.86*m* < *B* < 1.21*m* 

Com base no calculo apresentado acima, adotamos um valor de 2,0 metros de espessura para o dreno horizontal, sendo 1,50 metros de areia e 0,50 metros de brita.



**OVERNO** DO



# 10 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secretaria dos Recursos Hidricos* 



## 9. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA

### **10.1 INTRODUÇÃO**

São apresentados neste capítulo à metodologia e os resultados das análises de estabilidade dos taludes da barragem Lontras.

A Finalidade deste estudo é de determinar a estabilidade dos taludes da barragem para as condições críticas correspondentes ao Final de Construção, Regime de Operação, Rebaixamento Rápido e Abalo Sísmico. As análises foram feitas para a seção máxima (Estaca 32m).

Adotou-se para o cálculo o Método de Morgenstern-Price através do programa SLOPE/W – GEO SLOPE – 2007 (Vers 7.10).

### **10.2 DESCRIÇÃO SOFTWARE UTILIZADO**

O SLOPE/W utiliza-se o método de Morgenstern-Price no cálculo do fator de segurança. Apresentado em 1965, este método é um dos mais rigorosos de análises de estabilidade, pois, admite-se uma superficie de ruptura qualquer (circular ou não circular) além de satisfazer todas as condições de equilíbrio estático.

O método é também uma aplicação do método das fatias, no qual uma massa potencialmente instável é dividida. As condições de estabilidade satisfazem simultaneamente todas as condições de equilíbrio de forças e de momentos.



Figura 10.1 - Esforços admitidos numa fatia - método de Morgenstern-Price (GEO **SLOPE - 2007)** 







Este programa calcula o coeficiente de segurança para a superfície critica de ruptura pesquisada automaticamente. Os dados de entrada são: a geometria completa da seção num sistema de coordenadas, os valores de coesão e ângulo de atrito de cada material, peso especifico dos materiais, e condições de poro-pressão e solicitações para cada situação estudada.

Além do calculo tradicional, o software também utiliza uma sub-rotina de "otimização" da superfície potencial de ruptura. Esta otimização é realizada sobre a superfície de ruptura de menor coeficiente de segurança. A superfície é subdividida em segmentos, e por um processo interativo, os segmentos sofrem alterações angulares por meio de um procedimento estatístico baseado no método de Monte Carlo de forma que o coeficiente de segurança é recalculado. Este procedimento é realizado inúmeras vezes até adquirir uma configuração de uma superfície de ruptura de forma qualquer (não circular) e com menor coeficiente de segurança.



Figura 10.2 - Método de Otimização (Geostudio 2007)

A Figura 10.3 apresenta um comparativo de uma superfície de ruptura otimizada e uma superficie de ruptura circular tradicional.



Figura 10.3 – Superfície de ruptura pelo método tradicional(esquerda) e otimizada (direita) (Geostudio 2007)







### **10.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS**

Os parâmetros geotécnicos de resistência do solo compactado do núcleo (coesão e ângulo de atrito interno) foram obtidos a partir da média dos resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento direto saturado.

Para o material de montante (solo com blocos), a média dos resultados de cisalhamento direto foi próximo de 10 kPa, contudo, como o material é do tipo randômico (pedregulho com solo misturado), adotou-se um valor conservador de 5 kPa para o parâmetro de coesão.

Para os demais materiais, os parâmetros de resistência foram estimados de acordo com a literatura disponível. No Quadro 10.1, é apresentado os parâmetros geotécnicos adotados para cada material nas análises de estabilidade.

Os parâmetros de peso especifico natural e submerso foram definidos com base nos resultados de compactação para os materiais argilosos e também estimados para os demais com base na literatura técnica para os demais materiais.

Material	γ <b>(kN/m³)</b>	γ <sub>sub</sub> ( <b>kN/m³)</b>	Coesão (kPa)	φ (°)
Solo compactado com blocos (Talude de Montante)	20,40	21,15	5,0	31,70
Solo compactado (Núcleo)	19,60	20,81	10,0	30,70
Dreno de areia	19,00	19,00	00,0	32,00
Transição de brita	21,00	21,00	00,0	40,00
Enrocamento de arenito	20.80	20.80	00,0	35,00

### Quadro 10.1 - Parâmetros dos materiais

### **10.4 CONDIÇÕES CRITICAS ANALISADAS**

As condições criticas analisadas correspondem a Final de Construção, Regime de Operação, Rebaixamento rápido e Regime de Operação com Abalo Sísmico.

A seguir será apresentada uma descrição de cada situação estudada.





### - Final de Construção

Para a hipótese de estudo de estabilidade "Final de Construção", foi levado em consideração o coeficiente Ru (relação entre a pressão neutra e a pressão do peso da coluna de solo), adotando-se conforme recomendações da literatura Ru = 0,25. Para os demais materiais, como possuem elevados valores de permeabilidade, o coeficiente Ru foi desconsiderado devido a dissipação das pressões intersticiais serem quase instantânea.

O talude analisado foi o de montante, uma vez que o talude de jusante é considerado estável devido ao enrocamento e também por não apresentar variação de poro-pressão (O Ru não é considerado neste material).

# - Regime de Operação

Na hipótese de "Regime de operação", o reservatório pode atingir o nível máximo de água acumulada impondo o talude à jusante uma condição mais critica. Para a determinação do posicionamento da linha freática e a região de saturação que apresentará o maciço, foi feito um estudo de percolação por meio do programa SEEP/W – GEO SLOPE (2007), em que utiliza o Método de Elementos Finitos.

### - Rebaixamento rápido

Na hipótese de "Rebaixamento rápido", analisou-se o talude de montante após sofrer um rebaixamento do nível do reservatório após um período de 32 dias (Tempo estimado para esvaziamento completo do açude através da descarga de fundo).

Neste estudo, não existem esforços de pressão da água sobre o talude analisado mas as condições de poro-pressões no interior do maciço são próximas da condição de regime de operação.

A estimativa da linha freática e a região saturada no maciço foi feito por meio do programa SEEP/W - GEO SLOPE (2007), numa modelagem transiente de esvaziamento.

### - Abalo Sísmico

**GOVERNO** DO

Na hipótese da ocorrência de um abalo sísmico nas proximidades da barragem, a seção máxima teve a sua estabilidade analisada adotando-se como coeficiente





majorador dos esforços horizontais e verticais os percentuais de 10% e 5%, respectivamente, e admitindo que o reservatório estivesse em regime de operação. Estes valores são baseados em normas de segurança internacionais.

# **10.5 METODOLOGIA APLICADA PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM ENROCAMENTO** (TALUDE DE JUSANTE)

### 10.5.1 Superficie de ruptura em enrocamentos

Neste item serão apresentaaos algumas referencias de estudos a respeito da configuração da superfície de ruptura em obras de enrocamento. Isto servirá de base para a determinação de premissas que deverão ser seguidas no estudo de estabilidade.

Com relação à profundidade da superfície de ruptura, Cruz (2009) relata que para barragens acima de 50 metros, a superficie critica de ruptura deixa de ser superficial e tende a se desenvolver dentro do macico de enrocamento, uma vez que a resistência do enrocamento tende a diminuir quando os níveis de tensão aumentam.

Cruz (2009) cita ainda casos de instabilidade envolvendo maciços de enrocamento, no qual a superfície de ruptura tende a se formar paralelamente à inclinação do talude (Figura 10.4), sendo este um dos critérios adotados por Charles e Soares (1984) na determinação do fator de segurança.



Figura 10.4 - Desenho esquemático da ruptura de um dique de enrocamento (Cruz, 2009)







Cooke e Sherard (1987) apud Cruz (2009), dizem que se a fundação for em rocha, não há riscos de ruptura pela fundação.

Analisando as configurações prováveis da superfície de ruptura para a barragem Lontras, verificamos as seguintes **PREMISSAS** para a superfície potencial de ruptura:

- A superfície no enrocamento deverá se desenvolver de forma paralela ao talude.
- Não ocorrerá ruptura pela fundação, já que a mesma é em rocha (arenito coerente).
- A superficie tenderá a se desenvolver dentro do maciço em regiões mais profundas (altura da barragem é próxima do valor de 50 metros).

### 10.5.2 Pesquisa da superfície potencial de ruptura

Na pesquisa da superficie de ruptura, adotou-se por uma metodologia de bloco (Block slip surface). Esta metodologia de pesquisa da superficie fixa dois grid's de pontos nos locais mais prováveis em que pode se estabelecer uma superfície de ruptura. Através destes grid's, para cada ponto, traçam-se segmentos retilíneos com uma faixa inclinação pré-definida, estabelecendo uma superfície com um formato de cunha conforme mostra a figura a seguir.



Figura 10.5 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (sem otimização)

Adotou-se este método de pesquisa pela facilidade de fixar diferentes profundidades. Esta configuração torna-se pouco realista, pois é pouco provável ocorrer uma superfície como uma cunha na barragem Lontras, contudo como é utilizado um processo de otimização da superfície, a mesma sofre alteração







geométrica, estabelecendo assim uma configuração mais provável como se pode observar na Figura 9.6.



Figura 10.6 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (otimizada)

Nesta nova configuração, temos uma superfície de ruptura anterior com a geometria alterada (otimizada), em função das propriedades de resistência dos materiais.

Para cada situação analisada, foram pesquisadas superfícies de ruptura partindo de superficiais à mais profunda, variando a posição do grid inferior num espaçamento médio de a cada 10 metros, como mostra a Figura a seguir.



Figura 10.7 - Alteração do grid nas análises

O grid esquerdo apresenta uma malha de 7x7 pontos e o grid direito 5x5.





Ao todo, foram pesquisadas em 8 profundidades diferente ( 8 estágios). Cada um dos estágios, uma superficie potencial de ruptura era pesquisada entre um total de 60.000 possibilidades. Após a obtenção da superficie de menor fator de segurança, a mesma passava por um processo de otimização (rearranjo) para cada estágio, através de 20.000 interações.

Se a pesquisa fosse definida num único estágio, abrangendo superfícies desde mais superficiais a mais profundas, o fator de segurança mínimo seria definido para uma superfície rasa, não sendo representativa para o estudo por não estar de acordo com as premissas estabelecidas no item 9.5.1.

### 10.6 RESULTADOS

# 10.6.1 Regime de operação

Adotando a metodologia apresentada no item anterior, deu seguimento as análises de estabilidade da barragem Lontras para Regime de Operação.

Nos gráficos a seguir, são apresentados os resultados obtidos para processo interativo.





GOVERNO DO Eix Estado do Ceará Lo iecretaria dos Recursos Hidricos Hi



### Figura 10.8 - Variação do FS -Regime de Operação

Como se pode observar, a cada interação em que a SPR era aprofundada, o FS aumentava gradativamente, isto é, em função do aumento da massa a ser instabilizada ao longo das interações. Contudo, à medida que a SPR aumenta, chega um momento no processo interativo em que o FS tende a se estabilizar e decresce (entre os estágios 6 e 8).

Por este processo, é verificado que por mais que se aprofunde a SPR, durante o processo de otimização, a superfície tende a uma determinada geometria com o FS próximo do valor de 1,535.

Desta maneira, adotou-se o FS=1,535 como valor representativo para a situação de Regime de Operação.

### Abalo sísmico 10.6.2

As simulações de abalo sísmico também se adotou a mesma metodologia da hipótese de Regime de Operação. O talude se jusante teve a estabilidade avaliada em varias profundidades diferentes, e pelo processo de otimização, a verificação da convergência dos FS.

A seguir é apresentado os resultados do processo interativo realizado.







Figura 10.9 - Variação do FS - Abalo Sísmicos

Semelhante aos resultados de regime de operação, as simulações de abalo sísmico convergiram rapidamente para um valor que se considera representativo para o estudo de **FS=1,221**.

# 10.6.3 Final de Construção

Na hipótese de final de construção, foi analisado o talude de montante.

Nesta analise, admite-se uma pesquisa da SPR através de metodologia tradicional (grid e raio) de fixar um grid e para cada ponto variar o raio da SPR. O grid foi estabelecido com uma malha de 20 x 20, tendo definido 50 raios diferentes.

Também se adotou a ferramenta de otimização no modelo.

Como fator de segurança foi obtido o valor de **FS=1,409**.





### 10.6.4 Rebaixamento rápido

Na hipótese de Rebaixamento rápido, também se analisou o talude de montante, por ser o mais suscetível à ruptura devido as poro-pressões não drenadas existentes no maciço.

Admitiu-se uma pesquisa do FS por grid e raio, com uma malha de 20 x 20, para 50 raios diferentes.

O Fator de Segurança foi obtido o valor de **FS=1,343**.

### 10.7 **CONCLUSÕES**

O Quadro 9.2 mostra um resumo dos resultados das análises de estabilidade realizados nos taludes em que a tendência de ruptura é mais critica nas hipóteses já mencionadas. Também são apresentados os valores mínimos admissíveis para cada situação, conforme foi sugerida por Lambe e Witman (1969), Sherard et alii (1963).

Uinátogo	Talude	FS min		
nipotese	analisado	Calculado	Aceitável	
Final de Construção	Montante	1,409	1,300	
Regime de operação	Jusante	1,535	1,500	
Rebaixamento rápido	Montante	1,343	1,100	
Abalo sísmico	Jusante	1,221	1,000	

Quadro 10.2 - Resultados das análises de estabilidade - Morgenstern-Price

Quanto aos coeficientes de segurança resultantes da análise de estabilidade, verifica-se que estão todos acima dos valores mínimos sugeridos.

Mesmo que as premissas adotadas nos cálculos de estabilidade, baseadas nas recomendações e observações dos autores citados, fossem desprezadas e adotados apenas os menores valores apresentados na simulação computacional livre, obter-





se-iam valores que ainda atenderiam aos valores mínimos de segurança, mesmo com uma superfície de instabilidade tipo "casca", o que parece totalmente improvável de ocorrer.

As folhas de resultados do GEOSLOPE/W são mostradas a seguir, onde se apresentam as cunhas de escorregamento e os fatores de segurança para cada hipótese analisada.



GOVERNO DO Gecretaria dos Recursos Hídricos

Final de Construção



Figura 10.10 - Final de construção







**Governo** po **Estado** po **Ceará** *Secretaria dos Recursos Hídricos* Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).

nsór

С

0



Figura 10.12 - Regime de Operação - S 01



Figura 10.13 - Regime de Operação - S 01 - Superfície Otimizada



Figura 10.14 - Regime de Operação - S 02







Figura 10.15 - Regime de Operação - S 02 - Superfície Otimizada



Figura 10.16 - Regime de Operação - S 03



Figura 10.17- Regime de Operação - S 03 - Superfície Otimizada







Figura 10.18 - Regime de Operação - S 04



Figura 10.19 - Regime de Operação - S 04 - Superfície Otimizada



Figura 10.20 - Regime de Operação - S 05







Figura 10.21 - Regime de Operação - S 05 - Superfície Otimizada



Figura 10.22 - Regime de Operação - S 06



Figura 10.23 - Regime de Operação - S 06 - Superfície Otimizada







Figura 10.24 - Regime de Operação - S 07



Figura 10.25 - Regime de Operação - S 07 - Superfície Otimizada



Figura 10.26 - Regime de Operação - S 08






Figura 10.27 - Regime de Operação - S 08 - Superfície Otimizada



Figura 10.28 – Abalo sísmico - S 01



Figura 10.29 - Abalo sísmico - S 01 - Superficie Otimizada







Figura 10.30 - Abalo sísmico - S 02



Figura 10.31 - Abalo sísmico - S 02 - Superficie Otimizada



Figura 10.32 - Abalo sísmico - S 03







Figura 10.33 - Abalo sísmico - S 03 - Superfície Otimizada



Figura 10.34 - Abalo sísmico - S 04



Figura 10.35 - Abalo sísmico - S 04 - Superficie Otimizada





Figura 10.36 - Abalo sísmico - S 05



Figura 10.37 - Abalo sísmico - S 05 - Superfície Otimizada



Figura 10.38 - Abalo sísmico - S 06





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do GOVERNO DO Estado do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



Figura 10.39 - Abalo sísmico - S 06 - Superfície Otimizada



Figura 10.40 - Abalo sísmico - S 07



Figura 10.41 - Abalo sísmico - S 07 - Superficie Otimizada









Figura 10.42 - Abalo sísmico - S 08



Figura 10.43 - Abalo sísmico - S 08 - Superficie Otimizada





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do **GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** Secretaria dos Recursos Hidricos



Esvaziamento Rápido





Figura 10.44 - Esvaziamento rápido





Figura 10.45 – Esvaziamento rápido - Superfície Otimizada



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ Secretaria dos Recursos Hidricos



# 11 ANÁLISES DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secretaria dos Recursos Hidricos* 



## **10. ANÁLISES DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO**

## 11.1 INTRODUÇÃO

O estudo de tensão x deformação tem por objetivo verificar o comportamento das distribuições de tensões e determinação de recalques da Barragem Lontras durante duas fases distintas: O "período de construção" e o "Regime de operação".

A seguir será apresentado o detalhamento do estudo realizado.

## 11.2 METODOLOGIA UTILIZADA

As simulações foram realizadas através programa SIGMA/W - 2007 (GEO-SLOPE International, Ltd.), pelo modelo constitutivo Linear elástico. Este software utiliza o Método dos Elementos Finitos para o calculo das tensões e deformações do modelo a ser estudado.

### 11.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

Os parâmetros geotécnicos dos pesos específicos e módulos de elasticidade para o núcleo de solo argiloso foram determinados a partir dos ensaios geotécnicos realizados presentes no Volume 1 - Estudos Básicos.

O módulo de elasticidade para o núcleo foi definido com base nos resultados de ensaios triaxiais das jazidas de empréstimo da barragem Inhuçu. Adotaram-se esses parâmetros já que as jazidas de empréstimo desta barragem são próximas e com as mesmas características geotécnicas dos solos das jazidas da barragem Lontras

O ensaio triaxial foi realizado para as tensões de confinamento: 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa; 800 kPa. Para cada valor de tensão, foi determinado o valor do módulo de elasticidade para o valor de 50% da tensão de ruptura, conforme mostra o quadro a seguir:





Tensão confinante σ3 (kPa)	Tensão desviadora máxima (kPa)	Tensão de ruptura ♂1 (kPa)	Deform. 50% da tensão desv. Máx. (%)	Módulo de elasticidade (kPa)
800	790	1590	0.7	56000
400	427	827	0.6	35000
200	220	420	0.5	22000
100	150	250	2.1	3500
50	105	155	2.2	2400

Quadro 11.1	Cálculo do	módulo de	elasticidade
-------------	------------	-----------	--------------

Figura 11.1 - Função do Módulo de elasticidade para o material do núcleo e talude de montante

Desta maneira, tirou-se uma média dos módulos para se obter um parâmetro representativo.

Para os parâmetros de deformabilidade dos demais materiais, os mesmos foram obtidos segundo a literatura disponível, sendo apresentados no quadro a seguir.

Quadro	11.2 -	Módulos	de	elasticidade	dos	materiais
--------	--------	---------	----	--------------	-----	-----------

Material	Peso Específico (kN/m³)	Coeficiente de Poisson	Módulo de elasticidade (kPa)
Solo compactado	19,81	0,32	24.000
Dreno	19,50	0,33	80.000
Enrocamento	21,00	0,30	26.000
Fundação (arenito)	21,00	0,28	300.000





## **11.4 ANÁLISES REALIZADAS**

#### 11.4.1 Condição inicial

A condição inicial faz referência ao maciço de fundação sem a construção da barragem como mostra a Figura a seguir.



Figura 11.2 - Geometria da condição inicial adotada no modelo

Nesta situação, simularam-se apenas a distribuição das tensões efetivas na fundação sem a existência de deformações (situação in situ) como pode ser observado nos resultados gráficos da Figura a seguir.



Figura 11.3 - Distribuição de tensões no material de fundação (condição inicial)



GOVERNO DO



#### 11.4.2 Durante a construção

As análises no período de construção levaram em consideração a construção da barragem Lontras divididas em <u>6 estágios de carregamento</u> com camadas de aproximadamente 10,00 metros para cada camada. Esta metodologia permite simular uma condição mais próxima do carregamento em campo, podendo visualizar em cada estagio a distribuição das tensões além das deformações que ocorrem. A seguir é apresentado em sequencia os resultados para cada etapa de carregamento

















Figura 11.7 - Análise de tensão x deformação 4º estagio de carregamento



Inicial PWP: Parent Analysis Deformação Máxima: 49,8 cm







Ao final da ultima camada, verificou-se que o recalque do maciço atingiu um valor máximo de **58,4 cm** (Figura 10.9).





Segundo o Eng<sup>o</sup> Paulo Cruz, o recalque pode ser estimado pela seguinte equação empírica:

$$\operatorname{Re}\,calque = \frac{\gamma x H^2}{4 x E} \,(\mathrm{m})$$

Onde:

 $\gamma = \text{Peso especifico } (\text{kN}/\text{m}^3)$ 

H = Altura da barragem (m)

E = Modulo de elasticidade (kPa)

Aplicando a equação proposta pelo Engº Paulo Cruz na barragem Lontras, temos um recalque um pouco menor (Recalque de 70 cm). Este valor calculado é um pouco acima do obtido pelas modelagens, porém os modelos numéricos adotados levam em consideração uma maior complexibilidade do problema (tanto a geometria como propriedades dos materiais) levando a resultados mais precisos.

Com relação à distribuição de tensões no interior do maciço, verificou-se um grande acréscimo de tensões na região do sistema de drenagem vertical (Figura 10.12), podendo atingir tensões de cerca de 1400 kPa. Este acréscimo é devido as grandes diferenças de rigidez entres os materiais, que durante a aplicação do carregamento, faz com que o material menos rígido transfira carga para o material mais rígido. Este fenômeno é conhecido como "núcleo pendurado", onde o núcleo argiloso adensa e se pendura nos espaldares ou transições mais rígidas, ocasionando uma transferência de tensões para esta região vizinha, aliviando as tensões na região do núcleo.

Duas anomalias podem ocorrer em função destas altas tensões na região do sistema de drenagem:

- Quebra dos grãos de areia por compressão, alterando a granulometria do material e reduzindo a permeabilidade do mesmo.
- Fraturamento hidráulica na região do núcleo devido ao alívio de tensões decorrente a pressão d'água atuante no regime de operação.

Numa análise mais detalhada do campo de tensões na região do núcleo (local de elevadas tensões), verificamos que é pouco provável da ocorrência do fraturamento hidráulico e quebra dos grãos.



**JOVERNO** DO



Figura 11.10 - Detalhe das tensões na região do núcleo - Final de construção

## 11.4.3 Regime de Operação

Na situação de regime de operação, são acrescidos alguns esforços tais como a "poropressão interna" no maciço e a pressão do nível d'água atuante no talude de montante, conforme pode ser verificado na **Figura 10.11**.



Figura 11.11 - Condições de contorno para regime de operação - barragem Lontras

Com a inclusão destas condições de contorno, houve um acréscimo de recalques de 22,7 cm, totalizando um recalque de 81,1 cm, conforme mostra na **Figura 10.12**.





Figura 11.12 - Análise de tensão x deformação - Regime de Operação

### 11.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com base nos resultados apresentados neste capitulo, foi verificado que a barragem poderá ter um recalque médio de 58,4 cm no Final de Construção e mais 22,7 cm no Regime de Operação, totalizando 81,1 cm. Esse rebaixamento do coroamento para final de construção deverá ser corrigido antes da colocação do revestimento primário.

Segundo os resultados do modelo estudado, as tensões no interior do maciço, atingem valores próximos de 1400 kPa na região do sistema de drenagem interno.

Como foi mencionado, as elevadas tensões na região do filtro podem ocasionar as anomalias de "quebra dos grãos" do material do dreno, contudo com base nas grandezas de tensões encontradas nas análises, os Consultores geológicos e geotécnicos do Consórcio avaliaram e emitiram um parecer técnico apontando a improvabiliddade da ocorrência desse fenômeno.

Com relação à possibilidade de fraturamento hidráulico, recomenda-se que na região do núcleo de maiores tensões (próximos as transições) haja uma compactação do solo argiloso com uma umidade acima da ótima, dotando esta zona de uma maior flexibilidade.





## 12 TOMADA D'ÁGUA



Secretaria dos Recursos Hídricos

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ Secretaria dos Recursos Hidricos Hidrelétrica - PCH).



## 11. TOMADA D'ÁGUA

A tomada d'água será implantada na estaca 53+00 m (eixo da barragem). O eixo da tubulação ficará na cota 508,00m e será em aço ASTM A-36 com diâmetro de 800mm. A extensão tubulação é de 161,35m. O corpo da tubulação será envolto em concreto armado assente em base de concreto ciclópico.

Na extremidade de montante será instalada uma torre com uma casa de comando para acionamento da comporta por montante.

Na extremidade de jusante haverá uma válvula dispersora de diâmetro  $\phi$ =800mm, do tipo HOWELL BUNGER. A válvula dispersora estará orientada por um ângulo de 22°30' para cima da linha do horizonte. Atrás da válvula dispersora haverá um bloco de ancoragem em concreto ciclópico, em cujo topo será implantada a casa de comando. A montante do bloco de ancoragem será implantada uma junta de desmontagem (DRESSER) do tipo 38, seguido de uma válvula borboleta.

Para implantação da tomada d'água será escavado um canal cuja cota atingirá, em boa parte de sua extensão, o maciço rochoso. Nos locais onde não for atingida essa condição de fundação, deverá prosseguir tal escavação e subir a base de apoio da galeria em concreto ciclópico.

## 12.1 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA GALERIA

A vazão regularizada da barragem Lontras é de 3,20 m<sup>3</sup>/s, sendo prevista a retirada desta vazão através de uma estação de bombeamento, situada no lado esquerdo do lago, para o suprimento do perímetro irrigado projetado. Contudo considerou-se a possibilidade futura da tomada d'água escoar parte desta vazão regularizada, até um total de 1,00 m<sup>3</sup>/s.

Considerando a válvula dispersora totalmente aberta; considerando o nível mínimo de operação, cota 508,40m, e a vazão a ser regularizada de 1,00 m<sup>3</sup>/s, dimensionou-se o tubo para passar essa vazão com velocidade de 2,5m/s.



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ eccretaria dos Recursos Hídricos Estrano e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).





Figura 12.1 - Desenho esquemático da tomada d'água

$$Q = V \cdot S$$
  

$$S = \frac{Q}{V}$$
  

$$\frac{\pi D^2}{4} = \frac{Q}{V}$$
  

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$
  

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1,00}{\pi \times 2,5}} = 0,71m$$

Será adotado D=800mm e S=0,50.

A velocidade para a vazão será:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 1,00}{\pi (0,80)^2} \therefore V = 1,99m/s$$

Determinação das vazões e velocidade para as cotas de 535,00m a 508,40m com a válvula dispersora totalmente aberta.

Aplicando a equação de Bernoulli entre os pontos 1 e 2.

$$\frac{P_1}{\gamma} + h + \frac{\overline{V_1^2}}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + 0 + \frac{\overline{V_2^2}}{2g} + h_f + h_L$$

Tem-se:

GOVERNO DO

$$P_1 = P_2 = P_{atm}$$
$$V_1 \cong 0$$





 $h_f$  = Perda de carga por fricção

 $h_L$  = Perda de carga localizada.

 $h_{\rm f}$ é determinada pela expressão de Darcy-Weisbach dada por:

$$h_{f} = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V_{2}^{2}}{2g}$$
$$h_{L} = \sum Ki \frac{V_{2}^{2}}{2g}$$

Ki = coeficiente de perda de carga localizada.

 $K_1 = \text{Grade} = 1,45$ 

 $K_3$  = Válvula Dispersora e Curva 22°30' = 0,46

 $K_4 =$  Válvula Borboleta = 0,24

$$K_5 = Saida = 1,0$$

$$h_t = h_f + h_L$$
  
$$h_t = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \sum K_i \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_{t} = f \cdot \frac{161,35}{0,800} \cdot \frac{V_{2}^{2}}{2 \cdot 9,81} + 3,15 \times \frac{V_{2}^{2}}{2 \times 9,81}$$
$$h_{t} = 10,28 \cdot f \cdot V_{2}^{2} + 0,16 \cdot V_{2}^{2}$$

Substituindo na equação de Bernoulli, obtém:

$$z = 10,28 \cdot f \cdot V_2^2 + 0,16 f V_2^2$$
$$V_2 = \left[\frac{z}{(10,28 \cdot f + 0,16)}\right]^{\frac{1}{2}}$$

Tem-se a velocidade como função de f. O processo de resolução deste problema é pelo método da convergência. Atribui-se valor a f e determina-se  $V_2$ . Com  $V_2$  calcula f e determina-se novamente  $V_2$ . O processo prossegue até a convergência.



**GOVERNO** DO



$$\operatorname{Re} = \frac{V \cdot D}{\upsilon}$$

Onde:

- Re = Número de Reynold
- v = Viscosidade Cinemática

Para a água a 30° tem-se:

$$v = 8,04 \times 10^{-7} m^2 / s$$

Do ábaco de Rugosidade Relativa x Diâmetro tem-se para a tubulação de \$\$\phi=800mm\$,  $\frac{e}{D} = 0,00003.$ 

Para z = 26,60m, adotando f = 0,01 tem-se:

$$\left[\frac{26,60}{10,28\times0,01+0,16}\right]^{\frac{1}{2}} = 10,06m/s$$

Para  $V_2 = 10,06m/s$ 

$$\operatorname{Re} = \frac{7,49 \times 0,80}{8,04 \times 10^{-7}} = 1,00 \times 10^{7}$$

Do ábaco de Moody tira-se:

f = 0,01m

A vazão para a cota 535,00 é  $Q = 10,06 \times 0,50 = 5,03m^3/s$ .

Esse procedimento foi repetido da Cota 535,00m a 508,40m, como mostrado no Quadro 12.1:



GOVERNO DO

os Hídricos



Quadro Nº12.1: Vazões da Tomada D'água						
Barragem Lontras						
COTA (m)	VELOCIDADE	VAZÃO (m³/s)				
	(m/s)					
535	10.06	5.03				
534	9.87	4.93				
533	9.68	4.84				
532	9.48	4.74				
531	9.27	4.64				
530	9.07	4.53				
529	8.85	4.43				
528	8.64	4.32				
527	8.41	4.21				
526	8.18	4.09				
525	7.95	3.97				
524	7.70	3.85				
523	7.45	3.73				
522	7.19	3.60				
521	6.92	3.46				
520	6.64	3.32				
519	6.35	3.18				
518	6.04	3.02				
517	5.72	2.86				
516	5.38	2.69				
515	5.01	2.51				
514	4.62	2.31				
513	4.18	2.09				
512	3.70	1.85				
511	3.09	1.54				
510	2.42	1.21				
509.53	2.00	1.00				
509	1.46	0.73				
508.4	0	0				

### Quadro 12.1 - Vazões da Tomada D'água



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secreturia dos Recursos Hídricos* 



Figura 12.2 - Gráfico Cota x vazão da tomada d'água

## 12.2 DIMENSIONAMENTO DO TUBO DE AERAÇÃO DA BARRAGEM LONTRAS

A vazão pela comporta é de  $1,00m^3/s$ .

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_w}$$

Onde:

 $Q_a$  = Vazão de ar no tubo de aeração

 $Q_w$  = Vazão de água pela comporta

O coeficiente  $\beta$  é função de vários parâmetros, entre os quais a geometria do conduto e comporta, a velocidade e a altura da lâmina d'água na veia contraída e a carga hidrostática.

$$\beta = K \cdot (F_C - 1)^n$$

Onde:

 $F_c$  = Número de Froude na veia contraída





K, n = Coeficientes empíricos

$$F_{C} = \sqrt{\frac{2H}{h_{C}}}$$

Onde:

 $h_{C}$  = Altura da lâmina d'água na veia contraída

$$H$$
 = Altura da coluna d'água referente ao topo da veia contraída

Campbell & Guyton (1953) sugere:

$$\beta = 0.04 \cdot (F_C - 1)^{0.85}$$

Os autores indicam que a vazão máxima de ar ocorre com a comporta aberta 80% e recomendam que se limite a velocidade máxima de ar no tubo de aeração a 45m/s.

Para a comporta aberta 80%, tem-se:  $h_C = 0,64m$ .

$$H = 26,60$$
  

$$F_{c} = \sqrt{\frac{2 \times 26,60}{0,64}} = 9,11$$
  

$$\beta = 0,04 \times (9,11-1)^{0.85} = 0,237$$
  

$$0,237 = \frac{Q_{a}}{1,00}$$
  

$$Q_{a} = 0,237m^{3} / s$$

Adotando o diâmetro do tubo de aeração igual a:  $\phi = 0.15m$ .

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0,017m^2$$
$$V_a = \frac{Q_a}{A} = \frac{0,237}{0,017} = 13,95m/s \quad <45m/s \Longrightarrow OK!$$



GOVERNO DO



## 13 DESCARGA DE FUNDO



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** Secretaria dos Recursos Hidricos



## **12. DESCARGA DE FUNDO**

A descarga de fundo será implantada na estaca 34 +00 m (eixo de projeto). A estrutura será composta por duas tubulações de 1800 mm, em aço ASTM A-36, cujos eixos situarão na cota 485,40m.

A extensão de cada tubulação é de 301,34m. O corpo da tubulação será apiado e pilaretes de concreto dentro de uma galeria celular de concreto armado, esta assente diretamente no substrato rochoso ou fundado neste por uma base de concreto.

Na extremidade de montante será instalada uma torre com uma casa de comando para acionamento das comportas.

Na extremidade de jusante haverá uma derivação em cada tubo de 1800mm para duas tubulações de 1.000 mm. Cada derivação apresentará uma válvula dispersora de diâmetro  $\phi$ =1.000mm, do tipo HOWELL BUNGER. As válvulas dispersoras estarão orientadas por um ângulo de 22°30' para cima da linha do horizonte. Atrás da válvula dispersora haverá um bloco de ancoragem em concreto ciclópico. A montante do bloco de ancoragem será implantada uma junta de desmontagem (DRESSER), seguido de uma válvula borboleta. Para acionamento das válvulas dispersoras, será implantada uma casa de comando.

#### 13.1 CALCULO DO TEMPO DE ESVAZIAMENTO

Neste capítulo será apresentado o tempo de esvaziamento do reservatório da barragem Lontras através da descarga de fundo. Para isto, se faz necessário calcular, em função da variação do nível do reservatório em relação à liberação da vazão pela descarga de fundo, o tempo necessário "t" para esvaziamento completo do nível do reservatório até o nível mínimo de operação.

A Figura **13.1** apresenta um desenho esquemático do esvaziamento do reservatório.





os Hídrico.



#### Figura 13.1 - Desenho esquemático da liberação pela descarga de fundo

A determinação do tempo de esvaziamento é com base na Lei da Continuidade, que é dado pela seguinte expressão:

$$Q_1 = Q_2 \tag{12.1}$$

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 \tag{12.2}$$

#### 13.1.1 Determinação de $v_1$

Com o topo do reservatório a céu aberto, consideramos que o fluido está sob influência somete da pressão atmosférica e, por isso, a sua velocidade varia muito pouco em relação ao tempo.

A velocidade instantânea em 1 será a derivada da função altura h(t) quando  $\Delta t$  tende a zero. Assim, temos que V<sub>1</sub> é definida pela seguinte expressão:

$$v_1 = \frac{dh}{dt} \tag{12.3}$$

#### Determinação de v2 13.1.2

Expressão Geral:

O esvaziamento do reservatório é em função da carga hidráulica "h", considerando uma linha hipotética corrente entre os pontos 1 (topo do reservatório) e 2 (saída da descarga de fundo). Nesta situação, pode-se empregar a Lei de Bernoulli para escoamentos.

$$\frac{p_1}{\gamma_1} + \frac{v_1^2}{2g} + h_1 = \frac{p_2}{\gamma_2} + \frac{v_2^2}{2g} + h_2 + h_f + h_L$$
(12.4)

Onde:

GOVERNO DO

 $h_f$  = Perda de carga por fricção

 $h_L$  = Perda de carga localizada.





Consider ando,  $h_2 = 0$ ;  $p_1 = p_2 = p_0 = 0$ ;  $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_{agua} \in v_1 \approx 0$ ,, temos:

$$\frac{p_0}{\gamma_{agua}} + h_1 = \frac{p_0}{\gamma_{agua}} + \frac{v_2^2}{2g} + 0 + h_f + h_L$$
(12.5)

Simplificando:

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} + h_f + h_L \tag{12.6}$$

### Perdas de carga:

As perdas de carga estão presentes ao longo da tubulação e nas peças que compõem a descarga de fundo, sendo representadas por  $h_f + h_L$ 

 $h_{\rm f}$ é determinada pela expressão de Darcy-Weisbach dada por:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V_2^2}{2g} \tag{12.7}$$

Já para a determinação das perdas localizadas  $h_{\text{L}}$  , temos a  $\mbox{ seguinte expressão:}$ 

$$h_L = \sum Ki \frac{V_2^2}{2g} \tag{12.8}$$

Para uma tubulação, temos as seguintes perdas de carga localizadas:

Ki = coeficiente de perda de carga localizada.

$$K_1 = \text{Grade} = 1,45$$

 $K_2 =$ Válvula Dispersora e Curva 11°50' = 0,46

- $K_3$  = Registro de gaveta= 0,15 (totalmente aberta)
- $K_4$  = Redução (1.800mm para 1.000mm) = 0,36





## $K_5 = \text{Saida} = 1,0$

Nos cálculos, serão adotados as perdas de carga de 1,45 para entrada na tubulação de 1.800mm, e 1,963 para as perdas de carga em cada derivação de 1.000mm

Substituindo nas expressões de perda de carga:

$$\begin{aligned} h_t &= h_f + h_L \\ h_t &= f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \sum K_i \cdot \frac{V_2^2}{2g} \\ h_t &= \left( f \cdot \frac{301,34}{1,800} \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot 9,81} + 1,45 \times \frac{V_2^2}{2 \times 9,81} + 1,963 \times \frac{V_2^2}{2 \times 9,81} + 1,963 \times \frac{V_2^2}{2 \times 9,81} \right) \\ h_t &= 8,535 \cdot f \cdot V_2^2 + 0,2739 \cdot V_2^2 \end{aligned}$$

## Expressão final de $v_2$

Substituindo o valor das perdas de carga na equação de Bernoulli, obtém:

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} + 8,535.f.v_2^2 + 0,2739.v_2^2$$
(12.9)

$$h_1 = 8,535. f. v_2^2 + 0,3249. v_2^2 \tag{12.10}$$

Colocando  $v_2$  em evidencia:

$$h_1 = v_2^2. (8,535.f + 0,3249) \tag{12.11}$$

$$v_2 = \sqrt{\left(\frac{h_1}{8,535.f + 0,3249}\right)} \tag{12.12}$$

Tem-se a velocidade  $v_2$  como função de f (fator de atrito da tubulação). O processo de resolução deste problema é pelo método da convergência. Atribui-se valor a  $f\,$ e determinase  $V_2$ . Com  $V_2$  calcula f e determina-se novamente  $V_2$ . O processo prossegue até a convergência.



**GOVERNO** DO

$$\operatorname{Re} = \frac{V \cdot D}{\upsilon}$$

Onde:

Re = Número de Reynold

U = Viscosidade Cinemática

Para a água a 30° tem-se:

$$v = 8,04 \times 10^{-7} m^2 / s$$

Do ábaco de Rugosidade Relativa x Diâmetro tem-se para a tubulação de  $\phi$ =1.800mm,  $\frac{e}{D} = 0,00003.$ 

1<sup>ª</sup> interação:

Para h = 48,70m, adotando f = 0,01 tem-se:

$$v_2 = \sqrt{\left(\frac{h_1}{8,535.0,01+0,3249}\right)} = 10,90 \ m/s$$

Para  $V_2 = 10,90m/s$ 

$$\operatorname{Re} = \frac{10,90 \times 1,80}{8,04 \times 10^{-7}} = 2,44 \times 10^{7}$$

Do ábaco de Moody tira-se:

f = 0,011m

2ª interação:

Adotando f = 0,011 tem-se:

$$v_2 = \sqrt{\left(\frac{h_1}{5,849.0,011+0,3249}\right)} = 10,78 \ m/s$$

Para  $V_2 = 10,78m/s$ 

$$\operatorname{Re} = \frac{10,78 \times 1,80}{8,04 \times 10^{-7}} = 2,41 \times 10^{7}$$



GOVERNO DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central os Recursos Hídricos Hidrelétrica - PCH).

100



Do ábaco de Moody tira-se:

f = 0,011 (convergiu)

Logo, temos o valor de v2 em função de h dado pela seguinte expressão:

$$v_2 = \sqrt{\left(\frac{h_1}{8,535.0,011 + 0,3249}\right)}$$

$$v_2 = 1,545. h^{0,5} \tag{12.13}$$



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** Secretaria dos Recursos Hidricos





A área A<sub>1</sub> corresponde à área do reservatório. Este valor é variável de em função da carga hidráulica "h", conforme pode ser visualizado através da Curva Cota x área x volume presente na a seguir.



Figura 13.2 - Cota x Área x Volume

Com base nos dados da do gráfico da Cota X Área X Volume do reservatório, traçou-se uma linha de tendência numa função de 5º grau com coeficiente de correlação de R=0,99995 para o domínio em estudo. A partir desta linha de tendência, determinou-se a variação da área em função da variação da carga hidráulica, com a seguinte expressão:

$$A_1 (h) = 0.17572 h^5 - 25,17413 h^4 + 1204.11188 h^3 - 29515,8198 h^2 + 115370,99149 h + 130076,12881 (12.14)$$



GOVERNO DO



## 13.1.4 Determinação de A<sub>2</sub>

A área A<sub>2</sub> é constante no problema, sendo determinada pela seguinte expressão:

$$A_2 = \frac{n \pi D^2}{4} \tag{12.15}$$

Onde:

n = Numero de tubos da descarga de fundo.

D = Diâmetro da descarga de fundo.

Para dois tubos de 1800 mm, temos a seguinte área:

$$A_2 = \frac{2 \pi \, 1.8^2}{4} \tag{12.16}$$

$$A_2 = 5,0894 \tag{12.17}$$

### 13.1.5 Expressão final:

Substituindo as expressões 03; 13; 14; 17 na equação 12.2, temos:

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 \tag{12.2}$$

$$\frac{dh}{dt} \cdot (0.17572 \text{ h}^5 - 25,17413 \text{ h}^4 + 1204.11188 \text{ h}^3 - 29515,8198 \text{ h}^2 + 115370,99149 \text{ h} + 130076,1288) = (1,545.h^{0.5}).(5,0894)$$
(12.18)

$$\frac{(0.17572 h^{5} - 25,17413 h^{4} + 1204.11188 h^{3} - 29515,8198 h^{2} + 115370,99149 h + 130076,1288)}{(1,545. h^{0.5}).(5,0894)} dh$$

$$= dt$$
(12.19)

## Integrando os dois lados da expressão:







Com base na expressão anterior, determinou-se o tempo total de esvaziamento para cada cota do reservatório, entre o nível do sangradouro (cota 535) e a cota aproximada da descarga de fundo (cota 486,30), conforme pode ser verificado no a seguir no Quadro 12.1 e Figura 12.3.

COTA (M)	Tempo de esvaziamento (DIAS)
486.3	0.00
487	0.01
488	0.04
489	0.12
490	0.25
491	0.44
492	0.71
493	1.04
494	1.45
495	1.94
496	2.49
497	3.12
498	3.82
499	4.59
500	5.43
501	6.34
502	7.31
503	8.35
504	9.46
505	10.63
506	11.87
507	13.17
508	14.54
509	15.98
510	17.48
511	19.06
512	20.71
513	22.43

Quadro 13.1 - Esvaziamento do reservatório



GOVERNO DO dos Recursos Hídricos

EngeSoft				Ì	ENGEN	LIHARIA TIVA S/S	•	
C	0	n	S	Ó	r	C	i	0

514	24.23
515	26.11
516	28.07
517	30.12
518	32.26
519	34.49
520	36.83
521	39.26
522	41.80
523	44.45
524	47.21
525	50.10
526	53.10
527	56.23
528	59.50
529	62.89
530	66.43
531	70.10
532	73.91
533	77.87
534	81.98
535	86.22



Figura 13.3 - Esvaziamento do reservatório





## **14 PERFIL CREAGER**



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secretaria dos Recursos Hidricos Hidrei de Lintegração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).*  106


# **12. PERFIL CREAGER**

# 14.1 DEFINIÇÃO DO HO:

Para definição do perfil da linha d'água no canal de aproximação foram definidas 3 seções transversais equidistantes de 80 m.

O fundo do canal de aproximação é horizontal cuja cota é 532,00 m. O coeficiente de descarga do sangradouro é m=0,49, correspondendo a C= m  $\sqrt{(2g)}$ , ou seja:

> $Q = mA\sqrt{2}\sqrt{gH}$  $Q = mBh\sqrt{2gH}$  $Q = \sqrt{2} \sqrt{gH} mBh$  $Q = CB h^{3/2}$  $C = m\sqrt{2} \sqrt{g}$

Características Hidráulicas na Seção de Controle (Perfil Creager = Seção 1)

Assume-se inicialmente que a carga hidráulica h na soleira do Creager é de 2 m (h=2m) A carga hidráulica na seção 1 imediatamente a montante da soleira do Creager é:

> h := 2.8 $h_1 := 5.8$  $u_1 := 1.782543103$  $R_1 := 5.8$  $L_1 := 60$  $L_2 := 60$  $R_2 := h_2$  $h_1 + \frac{q^2 \cdot 1}{h_1^2 \cdot 2g} + n^2 \cdot L_1 \cdot \frac{q^2}{4} \left(\frac{1}{h_1} + \frac{1}{h_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{(R_1 + R_2)^{\frac{4}{3}}} = S_o L_1 + h_2 + \frac{q^2}{2g} \cdot \frac{1}{h_2^2}$

$$5,961950047 + \frac{0,6413385095}{(5,8+h_2)^{\frac{4}{3}}} \left(0,1724137931 + \frac{1}{h_2}\right)^2 = h_2 + \frac{5,447999570}{h_2^2}$$



os Hídricos

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



Resolvendo para h<sub>2</sub>:

$$h_2 := 5.803073031$$
$$S_{1E} = \frac{u_1^2 \cdot n^2}{R_2^{\left(\frac{4}{3}\right)}}$$
$$S_E = 0.0001218791332$$

$$u_2 = \frac{q}{h_2}$$
  
 $u_2 = 1.781599154$ 

$$h_{2} + \frac{q^{2} \cdot 1}{h_{2}^{2} \cdot 2g} + n^{2} \cdot L_{2} \cdot \frac{q^{2}}{4} \left(\frac{1}{h_{2}} + \frac{1}{h_{3}}\right)^{2} \cdot \frac{1}{(R_{2} + R_{3})^{\frac{4}{3}}} = S_{o} L_{2} + h_{3} + \frac{q^{2}}{2g} \cdot \frac{1}{h_{3}^{2}}$$

$$R_3 := h_3$$

$$5,964851601 + \frac{0,6413385095}{(5,8+R_3)^{\frac{4}{3}}} \left(0,1723224910 + \frac{1}{h_3}\right)^2 = h_3 + \frac{5,447999570}{h_3^2}$$

Resolvendo para h<sub>3</sub>:

 $h_3 := 5.806140359$ 

$$u_2 := \frac{q}{h_2}$$
  
 $u_2 := 1.781599154$ 

$$S_{2E} = \frac{u_2^2 \cdot n^2}{R_3^{\left(\frac{4}{3}\right)}}$$

 $S_{2E} = 0.0001216643330$ 

$$u_3 := \frac{q}{h_3}$$
  
 $u_3 := 1.780657952$ 

$$H_3 := h_3 + 0.5 \cdot \frac{u_3^2}{2 \cdot g}$$

$$H_3 := 5.886944201$$

$$C_f := 532$$



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** Secretaria dos Recursos Hidricos



 $Cota_{reserv} := C_f + H_3$ 

 $Cota_{reserv} := 537.8869442$ 

A cota calculada no início do canal de aproximação é 537,88 (cota do NA no reservatório). A cota da soleira do Creager é 535,00 m. A lâmina d'água h sobre a soleira do vertedor Creager é 2,82 m enquanto que a carga hidráulica Ho dada pela soma de h+u^2/2g é 2,88 m. A precisão alcançada é suficiente para projeto do vertedouro.



Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



## **14.2 DIMENSIONAMENTO DO PERFIL CREAGER**

O dimensionamento do perfil Creager do sangradouro foi realizado conforme a metodologia descrita no DESIGN OF SMALL DAMS (DSD) do Bureau of Reclamation do United States Deparment of the Interior, (Third Edition, 1987), item 9.11 - Discharge Over an Uncontrolled Overflow Ogee Crest (pg 365).

Como a altura de aproximação P é maior do que metade da máxima carga hidráulica sobre a crista, o perfil adotado é suficientemente preciso para evitar sérias reduções de pressão na crista e não altera significativamente a eficiência hidráulica da crista.

Definições:

$$Q := 827.1$$
  
 $B := 80$   
 $g := 9.81$   
 $m := 0.49$   
 $q := 10.33875000$   
 $P := 3$   
 $H_0 = h_a + h_0$ 

O valor de h<sub>0</sub> foi definido nos estudos do canal de aproximação como sendo 2,82 m.

$$V_{a} = \frac{q}{P + h_{0}}$$

$$V_{a} = 1.776417526$$

$$h_{a} = \frac{q^{2}}{2 \cdot g \cdot (P + h_{0})^{2}}$$

$$h_{a} = 0.1608389004$$

$$H_{0} = h_{a} + h_{0}$$

$$H_{0} = 2.980838900$$



GOVERNO DO os Hídricos

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



$$\frac{h_a}{H_0} = \frac{h_a}{H_0}$$
$$0.05395759576 = 0.05395759576$$

Com o valor de ha/Ho = 0,053, entra-se nos gráficos da Figura 9-21 do DSD e se tira os valores de K=0,51 e n=1,846.

> K := 0.51*n* := 1.846

A Curva de jusante do Creager é dado por :

$$\frac{y}{H_0} = -K \cdot \left(\frac{x}{H_0}\right)^n$$

$$0.3354760299 \, y = -0.06791118297 \, x^{1.846}$$

Procurando o ponto da curva onde a declividade é -1,25 que corresponde a um talude de 1:08 (V:H), tem-se a seguinte condição dy/dx = -1,25:

$$\frac{dy}{dx} = -0.3978058284 x^{\frac{169}{200}}$$

Resolvendo a igualdade dy/dx = -1,25:

$$x = 3.876576585$$

A abscissa do ponto de tangência seria  $x_T = 3,876576585$ . A ordenada do ponto de tangência será  $y_T$ .

$$y = -2.469195569$$

Logo, como o módulo de  $y_T$  = -2,469 é menor do que a diferença de 3 m entre a cota da soleira (535,00 m) menos a cota de fundo (532,00 m) , o perfil do Creager será completamente desenvolvido a jusante.

$$f := -0.2024322960 x^{\frac{923}{500}}$$



**JOVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central s Hídricos Hidrelétrica - PCH).



O perfil Creager será dado pela curva teórica da Figura 13.1 seguinte:



Figura 13.1 – Gráfico da curva teórica da soleira Creager.

Coeficientes de saída dos ábacos do DESIGN OF SMALL DAMS:

$$\frac{x_c}{H_0} = 0.255$$
$$\frac{Y_c}{H_0} = 0.103$$
$$\frac{R1}{H_0} = 0.500$$
$$\frac{R2}{H_0} = 0.210$$
$$k = 0.510$$
$$n = 1.846$$



GOVERNO DO

etaria dos Recursos Hídricos

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



# Coordenadas do Ponto C:

```
x_c = 0.255 \cdot H_0

x_c = 0.75990

Y_c = 0.103 \cdot H_0

Y_c = 0.30694
```

Raios dos círculos a montante da crista:

$$RI = 0.500 \cdot H_0$$
  

$$RI = 1.49000$$
  

$$R2 = 0.210 \cdot H_0$$
  

$$R2 = 0.62580$$

Para concordância com a laje do rápido, adotou-se uma curvatura com R=1,50m. A seguir é apresentado o perfil dimensionado.



Figura 14.2 – Perfil Creager



GOVERNO DO E ESTADO DO CEARÁ Secretaria dos Recursos Hídricos H

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



# 15 DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DO SANGRADOURO



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** Secretaria dos Recursos Hidricos



# **14. DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DO SANGRADOURO**

# **15.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

O projeto do sangradouro da barragem Lontras foi fortemente condicionado pela topografia e pelas condições geotécnicas do terreno natural. O sangradouro foi localizado na margem direita do reservatório. A Figura 14.1 mostra a localização do sangradouro e da barragem Lontras.



Figura 15.1 - Arranjo Geral da Barragem Lontras em imagem Google Earth.

O arranjo proposto, dentre as diversas alternativas possíveis ficou condicionado às seguintes características topo-geológicas do terreno natural:

A queda total entre a base da soleira do perfil Creager do sangradouro (cota i. 532,00) e a restituição na calha natural do rio (cota 482,00) é de 50 m, numa distância de 840 m, o que corresponde a uma declividade média do terreno natural de 5,95 %, porém, a declividade é de 11,49% nos primeiros 235 metros a jusante do perfil Creager, caracterizando um perfil íngreme que resulta em regime supercrítico de escoamento;

ii. As sondagens realizadas na área do sangradouro evidenciaram a presença de intercalações de argilitos pouco coerente e pouco resistente no seio do maciço de rocha arenítica. Este material não apresenta características físicas de resistência à erosão provocada por laminas d'água com velocidade, mesmo baixa. Por esta razão houve, por



**GOVERNO** DO



motivo de segurança do sistema, a decisão de revestir totalmente o canal de restituição do sangradouro;

iii. O perfil topográfico apresenta dois trechos de declividades diferentes, porém bastante semelhantes, sendo o primeiro mais íngreme, com declividade de 11,49%, e o segundo, ligeiramente mais suave, com declividade de 10,69 %, tendo sido intercalada, na transição de um trecho para outro, uma bacia de dissipação de energia cinética;

O trecho final do canal de sangria, na restituição das águas para o leito iv. natural do rio Inhuçu, apresenta também uma forte declividade requerendo uma obra de dissipação de energia cinética e proteção do leito e barrancos naturais da margem oposta.

Considerando os condicionantes supracitados, concebeu-se o sistema de sangria composto das seguintes unidades interligadas:

- a) Um canal curvo de aproximação, com 80 m de largura, e cerca de 112,47 m de extensão pelo eixo (da estaca 0M + 4,70 a 5M 12,47), situada na ombreira direita da barragem. O fundo do canal deverá ser nivelado na cota 532,00 m. O trecho entre o eixo e o muro lateral direito será totalmente escavado com corte de rocha, enquanto que o trecho entre o eixo e o muro lateral esquerdo será apenas parcialmente escavado;
- b) Um muro vertente do tipo perfil Creager alinhado com o eixo da barragem, no seguimento reto representado pelas estacas -3+13.85 m a 1+13.85 m. A largura do perfil Creager é de 80 m, com crista na cota 535,00 m e base nivelada na cota 532,00. O perfil pode ser visto em desenho específico no Tomo 2- Desenhos. A jusante do pé do Creager há um trecho horizontalizado com aproximadamente 24 m de comprimento, finalizando na estaca J01 do eixo do sangradouro, a partir do qual nasce o primeiro canal rápido;
- c) Entre a estaca J01 m e a estaca J13 desenvolve-se o primeiro canal rápido, inicialmente com eixo perpendicular ao eixo do perfil Creager, com largura constante de 80 m, que termina onde nasce a 1ª bacia de dissipação. A declividade do canal rápido neste trecho é de 11,49 % caracterizando regime supercrítico de escoamento;
- d) Entre a estaca J13 m e a estaca J20 m ocorre a 1ª bacia de dissipação. A primeira bacia de dissipação consiste em dois trechos horizontalizados com 50 m de extensão,



**GOVERNO** DO



desnivelados em 2 m, sendo o primeiro trecho horizontal assente na cota 505,00 m e, o segundo, na cota 507 m, havendo uma rampa adversa com 5% de inclinação entre os dois trechos horizontais. Esta configuração foi projetada para forçar a formação de ressalto hidráulico e permitir a quebra de velocidade e energia cinética entre o primeiro canal rápido e o segundo trecho de canal rápido;

- e) Entre a estaca J20 e a estaca J31, se desenvolve o segundo canal rápido, com largura constante de 80 m, declividade constante de 10,69 %, com eixo retilíneo até a 2<sup>ª</sup> bacia de dissipação;
- f) Entre a estaca J31 e a estaca J37+9,98 ocorre a 2ª bacia de dissipação, com dois trechos horizontalizados interligados por uma rampa em declividade adversa semelhantemente ao que ocorre na 1ª bacia de dissipação. O primeiro segmento horizontal (extensão de 50 m) é assente na cota 484,00 m e, o segundo (extensão de 40 m), na cota 486,00 m. O trecho em declividade adversa possui uma rampa de 5%, situando-se entre as estacas J33+10 m e J35+10. A finalidade da 2ª bacia de dissipação é também forçar a formação do ressalto hidráulico ao final da segunda rápida, garantindo a formação de regime subcrítico no trecho de restituição da água ao leito natural do rio Inhuçu;
- g) A obra final de deságue da sangria no rio Inhuçu é um enrocamento nivelado na cota 486,00 m, a mesma da saída da 2ª bacia de dissipação, que permitirá estabilizar o leito do rio sob a influência da torrente líquida advinda do sangradouro. O detalhamento da obra final do sangradouro encontra-se no Tomo 2- Desenhos.

# 15.2 MEMÓRIA DE CÁLCULO

Descreve-se a seguir os principais aspectos relacionados ao dimensionamento das obras do sangradouro da barragem Lontras.

#### 15.2.1 Dados Básicos do Projeto

- a) Vazão de Dimensionamento: Q = 827,10 m<sup>3</sup>/s
- b) Armazenamento Máximo no Reservatório: Vol= 347.125.971 m3
- c) Cota Máxima no Reservatório na Vazão de Pico: Cota max = 537,8 m
- d) Largura do Vertedor Creager: B = 80 m



**GOVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



e) Cota de Fundo do Canal de Aproximação: Cf = 532,00

- f) Cota da Soleira do Perfil Creager: Cs = 535,00 m
- g) Altura do Perfil Creager: P = 3,00 m
- h) Declividade de Fundo do Canal de Aproximação: So = 0,0 % (Horizontal)
- i) Carga Hidráulica de Referência na Soleira do Creager: Ho= 2,8 m

#### 15.2.2 Dimensionamento dos Dois Canais Rápidos e das Duas Bacias de Dissipação

A verificação do dimensionamento hidráulico dos dois canais rápidos e das duas bacias de dissipação foi feita com o emprego do programa computacional HEC-RAS v-4.0 do UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS.

O programa HEC-RAS é destinado a realizar modelagens de perfis unidimensionais de fluxo em canais para regime gradualmente variado em rios ou canais artificiais. Ele consegue simular fluxo em regime subcrítico, crítico e supercrítico, desde que seja gradualmente variado. O HEC-RAS resolve a equação de energia (Equação de Bernoulli) escrita como:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Onde:  $Z_1$ ,  $Z_2$  = Cota do fundo do canal (m);

- $Y_1$ ,  $Y_2$  = Profundidade da água na seção transversal do canal (m);
- $a_1$ ,  $a_2$  = Coeficientes de ponderação da velocidade;
- g = aceleração da gravidade  $(m/s^2)$ ;
- $h_e$  = Perda de energia (carga) (m).

As perdas de energia entre duas seções são constituídas de perdas de energia por atrito e por singularidades como expansões e contrações.

$$h_e = L\bar{S}_f + C\left[\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right]$$

Onde: L = Comprimento do trecho (m);

 $S_f$  = Declividade da linha de energia entre as seções 1 e 2 (m/m);

C = Coeficientes de expansão ou contração.

O transporte hidráulico é calculado pela equação de Manning da forma:



**JOVERNO** DO



$$Q = K \cdot \sqrt{S_f}$$
$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3}$$

Onde: Q = Vazão no trecho  $(m^3/s)$ ;

n= Coeficiente de Manning;

A = Área molhada da seção  $(m^2)$ ;

R = Raio hidráulico (m).

Para regime bruscamente variado, tal como o escoamento sobre o costado de uma soleira em perfil Creager, o programa não consegue simular corretamente devido não prevalecer mais a hipótese de distribuição hidrostática de pressões, o que invalida a equação de Bernoulli.

A Equação de Bernoulli deriva da **Equação de Euler** do Movimento de Fluidos:

$$\frac{\partial(p+\gamma z)}{\partial s} + \rho a_s = 0$$

A aceleração do fluido  $a_s$  é dada pela derivada total da aceleração:

$$\frac{dv}{dt} = a_s = v\frac{\partial v}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial t}$$

onde s é a direção do fluxo. Se o fluxo é irrotacional (não há dissipação de energia), a aceleração pode ser escrita como:

$$a_s = v \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{\partial v_s}{\partial t}$$

onde o primeiro termo representa a aceleração convectiva e o segundo a aceleração local. A Equação de Bernoulli deriva da integração da Equação de Euler considerando a distribuição hidrostática de pressões e fluxo em regime permanente ou quase-permanente. Nesse caso o termo de aceleração local é nula e permanece apenas a aceleração convectiva:

$$\frac{\partial(p+\gamma z)}{\partial s} + \rho v \frac{\partial v}{\partial s} = 0$$

O qual pode ser integrado dando origem à equação de Bernoulli:

$$p + \gamma z + \frac{v^2}{2g} = H \ (constante)$$



**JOVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central os Hídricos Hidrelétrica - PCH).

119



Esta equação somente é válida para canais (superfície livre) se a declividade de fundo for muito pequena de forma que prevaleça a distribuição hidrostática de pressões, ou seja, a profundidade vertical da água num determinado ponto seja praticamente a mesma da distância entre o ponto e uma linha ortogonal à superfície da água passando pelo ponto (h≈y): Se esta condição não for obedecida, a pressão no ponto não mais será hidrostática e haverá acelerações locais que invalidarão a Equação de Bernoulli (Figura 14.2):



Figura 15.2 - Esquema ilustrativo das alturas e profundidades hidráulicas em canais

Note que para que h≈y é necessário que a seja muito pequeno. Matematicamente é necessário que sena ≈0,01 ou cos²a ≈0,9999.

Então no costado do perfil Creager jamais teremos a pequeno e não haverá a tal distribuição hidrostática de pressões, consequentemente haverá acelerações verticais a<sub>s</sub> que invalidarão a Equação de Bernoulli.

Portanto, a descrição das velocidades reais do fluxo e da real distribuição de pressões num perfil Creager somente poderá ser feito pela aplicação das Equações completas de Navier-Stokes. Somente simuladores de alta capacidade de resolução das equações de Navier-Stokes são capazes de fazê-lo (por exemplo: Fluent ou CFX 10) ou por meio de modelos reduzidos.

Esta explicação foi no intuito de justificar a observação relativa à primeira linha de cálculo do Quadro 14.1, que apresenta o resumo do cálculo das duas rápidas e das duas bacias de dissipação, por meio do emprego do HEC-RAS. Os valores corretos do perfil hidráulico entre a soleira Creager e o trecho horizontal até a entrada do primeiro canal rápido.





### Quadro 15.1 - Calculo do sangradouro

Ponto de Cálculo	Distância Montante	Vazão Total Q	Cota de Fundo do Canal	Cota do Nível d'Água	Prof. na Seção	Cota da Linha de Energia	Declividade da Linha de Energia	Velocidade da Água	Área de Fluxo	Largura Superficial	Número de Froude	Prof. da Lâmina Emulsionada	Cota da Lâmina Emulsionada	Altura de Bordo Livre	Cota Mínima do Topo do Muro Lateral	Altura Mínima do Muro Lateral
	a Jusante	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Crista do Creager	0	827.1	535	537.22	2.22	538.33	0.001587	4.67	177.24	79.99	1	2.138	537.138	1.352	538.49	3.49
Pé do Creager	4.5	827.1	532	533.06	1.06	537.91	0.017881	9.76	84.77	79.99	3.03	1.155	533.155	1.822	534.978	2.978
Trecho Horizontal da Transição	5.47	827.1	532	533.06	1.06	537.89	0.017731	9.73	84.98	79.99	3.01	1.154	533.154	1.819	534.973	2.973
Trecho Horizontal da Transição	25.87	827.1	532	533.12	1.12	537.47	0.014922	9.24	89.55	79.99	2.79	1.203	533.203	1.779	534.982	2.982
Fim 1º Trecho Horizontal	26.84	827.1	532	533.12	1.12	537.45	0.014801	9.21	89.77	79.99	2.78	1.202	533.202	1.775	534.978	2.978
1ª Rápida	27.84	827.1	531.89	532.99	1.1	537.42	0.015382	9.32	88.73	79.99	2.83	1.184	533.074	1.782	534.857	2.967
1ª Rápida	260.84	827.1	505.11	505.74	0.63	519.88	0.104909	16.66	49.64	79.98	6.75	0.862	505.972	2.35	508.322	3.212
Fim da 1ª Rápida Início 1ª BD	261.84	827.1	505	505.62	0.62	519.78	0.105056	16.67	49.62	79.98	6.76	0.848	505.848	2.342	508.19	3.19
1ª BD	262.84	827.1	505	505.62	0.62	519.63	0.103179	16.58	49.89	79.98	6.7	0.845	505.845	2.333	508.178	3.178
1ª BD	285.84	827.1	505	505.7	0.7	516.8	0.070194	14.76	56.04	79.98	5.63	0.894	505.894	2.207	508.101	3.101
1ª BD	286.84	827.1	505	510.23	5.23	510.43	0.000099	1.98	418.64	80	0.28	4.82	509.82	1.028	510.848	5.848
1ª BD	287.84	827.1	505	510.23	5.23	510.43	0.000099	1.98	418.63	80	0.28	4.82	509.82	1.028	510.848	5.848
1ª BD	310.84	827.1	505	510.23	5.23	510.43	0.000099	1.98	418.43	80	0.28	4.82	509.82	1.028	510.848	5.848
Início Trecho Adverso 1ª BD	311.84	827.1	505	510.23	5.23	510.43	0.000099	1.98	418.42	80	0.28	4.82	509.82	1.028	510.848	5.848
Trecho Decliv. Adversa 1ª BD	312.84	827.1	505.05	510.23	5.18	510.43	0.000103	2	414.04	80	0.28	4.774	509.824	1.031	510.855	5.805
Trecho Decliv. Adversa 1ª BD	350.84	827.1	506.95	509.55	2.6	510.36	0.000943	3.98	208	79.99	0.79	2.472	509.422	1.277	510.698	3.748
Início Trecho Horizontal 1ª BD	351.84	827.1	507	509.36	2.36	510.34	0.001292	4.38	188.78	79.99	0.91	2.26	509.26	1.32	510.581	3.581
Trecho Horizontal 1ª BD	352.84	827.1	507	509.36	2.36	510.34	0.001297	4.39	188.58	79.99	0.91	2.26	509.26	1.322	510.582	3.582
Trecho Horizontal 1ª BD	397.84	827.1	507	509.23	2.23	510.33	0.001554	4.64	178.4	79.99	0.99	2.146	509.146	1.348	510.495	3.495
Trecho Horizontal 1ª BD	398.84	827.1	507	509.23	2.23	510.33	0.001561	4.64	178.14	79.99	0.99	2.146	509.146	1.348	510.495	3.495
Trecho Horizontal 1ª BD	399.84	827.1	507	509.22	2.22	510.33	0.001569	4.65	177.88	79.99	1	2.138	509.138	1.349	510.487	3.487



**Governo do Estado do Ceara** *Secretaria dos Recursos Hidricos Hidrelétrica - PCH*).



Ponto de Cálculo	Distância Montante a Jusante	Vazão Total Q	Cota de Fundo do Canal	Cota do Nível d'Água	Prof. na Seção	Cota da Linha de Energia	Declividade da Linha de Energia	Velocidade da Água	Área de Fluxo	Largura Superficial	Número de Froude	Prof. da Lâmina Emulsionada	Cota da Lâmina Emulsionada	Altura de Bordo Livre	Cota Mínima do Topo do Muro Lateral	Altura Mínima do Muro Lateral
Trecho Horizontal 1ª BD	400.84	827.1	507	509.22	2.22	510.33	0.001577	4.66	177.61	79.99	1	2.138	509.138	1.35	510.488	3.488
Fim Trecho Horizontal 1ª BD	401.84	827.1	507	509.22	2.22	510.33	0.001587	4.67	177.24	79.99	1	2.138	509.138	1.352	510.49	3.49
2ª Rápida	402.84	827.1	506.89	508.82	1.93	510.29	0.002495	5.36	154.33	79.99	1.23	1.885	508.775	1.423	510.198	3.308
2ª Rápida	598.84	827.1	485.93	486.58	0.65	499.21	0.086998	15.75	52.53	79.98	6.2	0.86	486.79	2.272	489.062	3.132
2ª Rápida	599.84	827.1	485.82	491.28	5.46	491.46	0.000087	1.89	436.92	80	0.26	5.026	490.846	1.015	491.861	6.041
2ª Rápida	600.84	827.1	485.71	491.29	5.58	491.46	0.000081	1.85	445.88	80	0.25	5.133	490.843	1.01	491.853	6.143
2ª Rápida	615.84	827.1	484.11	491.33	7.22	491.44	0.000036	1.43	578.18	80	0.17	6.61	490.72	0.946	491.666	7.556
Início 2ª BD	616.84	827.1	484	491.34	7.34	491.44	0.000034	1.41	586.91	80	0.17	6.719	490.719	0.944	491.663	7.663
2ª BD	617.84	827.1	484	491.34	7.34	491.44	0.000034	1.41	586.9	80	0.17	6.719	490.719	0.944	491.663	7.663
2ª BD	665.84	827.1	484	491.34	7.34	491.44	0.000034	1.41	586.76	80	0.17	6.719	490.719	0.944	491.663	7.663
Início Trecho Adverso 2ª BD	666.84	827.1	484	491.34	7.34	491.44	0.000034	1.41	586.76	80	0.17	6.719	490.719	0.944	491.663	7.663
Trecho Adverso 2ª BD	667.84	827.1	484.05	491.33	7.28	491.44	0.000035	1.42	582.66	80	0.17	6.664	490.714	0.945	491.659	7.609
Trecho Adverso 2ª BD	705.84	827.1	485.95	491.23	5.28	491.43	0.000096	1.96	422.35	80	0.27	4.863	490.813	1.026	491.839	5.889
Início Trecho Horizontal 2ª BD	706.84	827.1	486	491.23	5.23	491.42	0.0001	1.98	417.98	80	0.28	4.82	490.82	1.028	491.848	5.848
Trecho Horizontal 2ª BD	707.84	827.1	486	491.23	5.23	491.42	0.0001	1.98	417.97	80	0.28	4.82	490.82	1.028	491.848	5.848
Trecho Horizontal 2ª BD	755.84	827.1	486	491.22	5.22	491.42	0.0001	1.98	417.54	80	0.28	4.811	490.811	1.028	491.839	5.839
FIm da 2ª BD = Restituição no Rio Lontras	756.84	827.1	486	491.22	5.22	491.42	0.0001	1.98	417.54	80	0.28	4.811	490.811	1.028	491.839	5.839



**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ** *Secretaria dos Recursos Hidricos Hidricos* 



122



A profundidade da lâmina emulsionada foi calculada usando a expressão dada pelo USACE1:

$$D_a = 0.906 \cdot D \cdot e^{(0,061F_r)} \qquad para F_r < 8.2$$
$$D_a = 0.620 \cdot D \cdot e^{(0,1051F_r)} \qquad para F_r > 8.2$$

Onde : D<sub>a</sub> = Profundidade da lâmina emulsionada (m);

D = Profundidade calculada da água na seção (m);

e = Base dos logaritmos neperianos (2,718);

F<sub>r</sub> = Número de Froude na seção.

O cálculo da altura de bordo livre foi determinado pela expressão:

$$BL = 2 + 0.025 \cdot V \cdot d^{1/3}$$

Onde: BL = Altura de bordo livre medida em pés (ft);

V = Velocidade da água na seção em pés/segundo (ft/s);

d = Profundidade da água na seção em pés (ft).

Os valores de V e D foram convertidos nas unidades inglesas, aplicados na equação acima e a folga foi reconvertida para unidade SI.

A Figura 14.3 mostra o perfil hidráulico resultante da simulação com o HEC-RAS.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> USACE, Air Entrainment in high velocity streams, Chapter 2-20, Theoretical Basis for One-Dimensional Flow Calculations, in: Hydraulic Design of Flood Control Channel Engineering Manual, EM 1110-2, Washington, 1994.



**JOVERNO** DO





Figura 15.3 - Perfil hidráulico da sangria da cheia Milenar.

Pode ser observado na **Figura 14.3** que a solução proposta de duas rápidas e duas bacias de dissipação permite a formação do ressalto hidráulico induzida pelas declividades adversas e pelos trechos horizontalizados Esse ressalto não ocorreria se tivessem sido adotadas simplesmente as bacias de dissipação dos tipos III ou IV recomendadas pelo BUREC, porque não haveria a jusante uma profundidade suficiente (tail water) para forçar a formação do ressalto hidráulico, uma vez que o regime de jusante continuaria sendo supercrítico, e não subcrítico como deveria ser. O fluxo poderia passar sobre as estruturas das bacias de dissipação de ressalto tornando-as ineficazes para dissipação da energia cinética do fluxo.

A **Figura 14.4** mostra a variação da velocidade da água ao longo do perfil longitudinal dos canais de sangria e bacia de dissipação.





Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).





# Figura 15.4 - Variação da velocidade

Pode ser observado na Figura 14.4 que a velocidade nas seções não ultrapassa 17 m/s na primeira rápida e 16 m/s na segunda rápida, com limite inferior de 2 m/s na saída de ambas bacias de dissipação.

A Figura 14.5 mostra a variação do número de Froude (Fr).



GOVERNO DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central os Hídricos Hidrelétrica - PCH).





# Figura 15.5 - Variação do número de Froude nas seções.

A Figura 14.5 mostra que o número de Froude máximo é da ordem de 6,8, ficando inferior a 1 (regime subcrítico) nas saídas de ambas bacias de dissipação.

# 15.3 CONTROLE DA CAVITAÇÃO

#### **Considerações Teóricas** 15.3.1

As estruturas hidráulicas sujeitas ao fluxo de água em alta velocidade são passíveis de sofrerem cavitação. A cavitação resulta da aceleração local quando a água, em alta velocidade, encontra rugosidades ou irregularidades na superfície de contato. Pela Equação de Bernoulli, uma aceleração local promove também uma redução de pressão no local. Se esta redução de pressão atingir a pressão de vapor do líquido à temperatura ambiente, haverá a formação de bolhas de água vaporizada que serão arrastadas para jusante. As bolhas de vapor arrastadas para um ponto imediatamente a jusante encontra regiões de maior pressão que promovem o seu colapso. O súbito colapso das bolhas de vapor é acompanhado de intensa elevação de pressão local equivalendo a verdadeiros choques que se sucedem ininterruptamente, promovendo estalos sônicos. Se o fenômeno da implosão das bolhas ocorre próximo ao contorno sólido, a energia do impacto pode ser suficiente para provocar a erosão do revestimento.

Em estruturas de concreto a ação destrutiva da cavitação se faz sentir, principalmente, sobre o constituinte menos resistente, ou seja, o ligante constituído da argamassa do concreto (PINTO, 1979). A erosão em torno da partícula do agregado aumenta a rugosidade



GOVERNO DO



da parede e as condições de cavitação podem se tornar ainda mais intensas. Devido à perda do ligante, as partículas de agregados acabam por se soltar e o fenômeno erosivo tem a tendência de se propagar para jusante. Em situações extremas a cavitação pode causar a destruição completa do revestimento.

A prevenção à cavitação consiste no controle da velocidade de fluxo da água; na redução de irregularidades superficiais; ou, no caso da impossibilidade de se garantir as duas condições anteriores, no incremento da resistência da superfície, recomendando-se a blindagem metálica. A última opção passa a se tornar um problema econômico, elevando o custo da obra, quando aumenta a extensão da superfície a se proteger.

O primeiro elemento de controle da cavitação é a limitação da velocidade ou vazão específica do fluxo sobre as estruturas hidráulicas. Alguns estudos (SEMENKOV & LENTJAEV, 1973, apud PINTO, 1979) têm demonstrado que vazões específicas inferiores a 10 m<sup>3</sup>/s/m permitem o controle da cavitação, mesmo em superfícies irregulares, quando a camada limite atinge a superfície da água, promovendo o arraste de ar pelo mecanismo da turbulência para o fundo do canal.

A aeração é um eficiente mecanismo de combate à cavitação (RUSSEL & SHEENAN, 1974; PINTO & OTA, 1976). A aeração atua de três formas distintas reduzindo os efeitos da cavitação: em primeiro lugar, promove o retardamento do fenômeno da cavitação porque o abaixamento da pressão é limitado pelo ar dissolvido que se libera na zona de baixa pressão; em segundo lugar, a pressão resultante do colapso das cavidades de vapor de água é reduzida pelo efeito amortecedor do gás não dissolvido; em terceiro lugar, a celeridade das ondas de choque é reduzida na mistura ar/água, em relação à celeridade caso o meio contínuo fosse apenas de água, reduzindo-se assim, o impacto sobre a superfície sólida.

A espessura da camada limite turbulenta adquiri assim grande importância nos estudos de cavitação. Normalmente, em vertedores na forma de canal, o desenvolvimento da camada limite alcança rapidamente a superficie livre favorecendo a entrada de ar no líquido e atenuando os efeitos da cavitação tal como foi descrito.

O estudo de cavitação é baseado na avaliação inicial do índice de cavitação natural ou número de cavitação incipiente, que é uma função da velocidade da água e das pressões absoluta do ambiente e da pressão de vapor da água, dado pela equação:

$$\sigma_i = \frac{H - H_v}{\frac{V^2}{2g}}$$



**GOVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central os Hídrico. Hidrelétrica - PCH).



Onde: σ<sub>i</sub> = Número de cavitação incipiente ou index de cavitação natural;

H = Altura de pressão absoluta (mca);

- $H_v$  = Altura de pressão de vapor (mca);
- V = Velocidade da corrente líquida (m/s);
- G = Aceleração da gravidade local  $(m/s^2)$ .

Esta expressão é válida para canais com fluxo paralelo e pequena declividade longitudinal. No caso de canais com fluxo curvilinear, há alteração da distribuição de pressões na qual a carga piezométrica difere do padrão hidrostático. A Figura 15.6 mostra esta diferença.

Na Figura 15.6(a), a carga piezométrica h é igual à carga de pressão hidrostática  $h_s$  (h=h\_s). A pressão em qualquer ponto é proporcional à profundidade do ponto abaixo da superfície livre da água e igual á pressão hidrostática correspondente a este ponto. Isto somente é válido se os filamentos de corrente líquida não tiverem aceleração no plano da seção transversal.

Se a curvatura das linhas de corrente é substancial, tal como ocorre nos canais com fundo em curvatura, o efeito da curvatura é produzir componente de aceleração centrífuga normal à direção do fluxo. Assim, a distribuição de pressão sobre a seção se desvia da distribuição hidrostática se ocorre fluxo curvilinear no plano vertical. Esta curvatura pode ser convexa (Figura 15.6-b) ou côncava (Figura 15.6-c).

Na Figura 15.6, a distribuição hidrostática de pressões é representada sempre pela linha reta A-B.

No caso de fluxo côncavo (Figura 15.6-c), a força centrífuga está apontando para baixo reforçando os efeitos da gravidade. Assim, a pressão resultante é maior do que a pressão hidrostática, o que pode ser observado pela linha A-B' com B' situada à direita de B, denotando incremento de pressão.

No caso de fluxo convexo (Figura 15.6-b), a força centrífuga está apontada para cima, agindo contra a aceleração da gravidade, consequentemente, a pressão resultante é inferior à pressão hidrostática. A linha A-B' é curva e o ponto B' passa a se situar à esquerda de B, denotando diminuição de pressão.

Costuma-se definir o desvio em relação à pressão hidrostática pela correção c a ser acrescida ou subtraída à mesma pela equação:

$$c = \frac{y v^2}{g r}$$



**JOVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hídrico. Hidrelétrica - PCH).









# Figura 15.6 - Distribuição de pressões em canais: (a) fluxo paralelo; (b) fluxo convexo; (c) fluxo côncavo. (Fonte: CHOW, 1973)

Onde: c = Correção a ser somada à pressão hidrostática;

y = Profundidade da água no canal;



GOVERNO DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens ESTADO Do CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central ria dos Recursos Hídricos Hidrelétrica - PCH).

129



r = Raio de curvatura do fundo do canal;

g = Aceleração da gravidade.

A expressão geral do índice de cavitação para uma superfície de vertedor levando em conta a curvatura do fundo segundo KHATSURIA (2005) é dada por:

Fluxo côncavo

$$\sigma = \frac{y \cdot \cos\theta + \frac{y \cdot V^2}{g \cdot R_c} + p_B - p_V}{\frac{V^2}{2g}}$$

Fluxo convexo

$$\sigma = \frac{y \cdot \cos\theta - \frac{y \cdot V^2}{g \cdot R_c} + p_B - p_V}{\frac{V^2}{2g}}$$

Onde:  $\sigma$  = Índice de cavitação incipiente

y = Profundidade de fluxo, em metros;

 $\theta$  = Ângulo da tangente à curvatura com a horizontal;

 $R_c$  = Raio de curvatura, em metros, se existir;

p<sub>B</sub> = Pressão barométrica, em mca, usualmente tomada como 10,33 mca ao nível do mar;

p<sub>V</sub> = Pressão de vapor da água na temperatura do líquido, em mca;

V = velocidade da corrente líquida, em m/s.

Segundo KHATSURIA (2005), o raio de curvatura pode ser calculado pela expressão:

$$R_c = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{1/2}}{\frac{d^2y}{dx^2}}$$

O raio de curvatura pode também ser definido em função da pressão máxima admissível na curvatura (HENDERSON, 1966) por:

$$R = \frac{2 \cdot q \cdot v}{p_{max}}$$

Onde: R = Raio de curvatura, em pés (ft);

q = Vazão específica, em pés cúbicos por segundo por pé de largura  $(ft^3/s/ft)$ ;



**JOVERNO** DO

130



v = Velocidade de fluxo, em pés por segundo (ft/s);

 $p_{max}$  = Pressão máxima admissível na curvatura, em libras por pé quadrado (lb/ft<sup>2</sup>).

Khatsuria (2005) define  $\sigma_1$  como o índice de cavitação real em que opera a instalação, sendo marcadamente diferente de uma obra para outra, dependendo da forma da obra por onde passa o fluxo, da forma dos objetos colocados à frente do fluxo, e dos locais onde a pressão e a velocidade são medidos.

De uma forma geral, se o sistema opera num  $\sigma$  acima de  $\sigma_1$ , não irá cavitar. Se opera a um  $\sigma$  abaixo de  $\sigma_1$ , então irá cavitar. Assim, quanto mais baixo o valor de  $\sigma$ , pior será a condição de cavitação.

Khatsuria (2005) cita que há confirmações experimentais comprovando que, para um dado sistema, a cavitação terá início a um determinado valor  $\sigma_1$  não importando qual seja a combinação entre pressão e velocidade produza aquele  $\sigma_1$ . Daí, teoricamente, um sistema tendo uma determinada geometria terá certo valor para  $\sigma_1$ , independentemente da diferença de escala, logo,  $\sigma_1$  é um conceito útil para emprego em estudos de modelo reduzido.

Os estudos conduzidos por FALVEY (1982;1983;1990), apud KHATSURIA (2005), permitiu o desenvolvimento de um gráfico para predição de danos devidos à cavitação em vertedores, considerando o índice de cavitação e as horas de operação, ou seja, do tempo de exposição das estruturas à passagem do fluxo de sangria. A Figura **15.7** apresenta este gráfico.



Figura 15.7 - Experiência de danos por cavitação em vertedores (FALVEY, 1982)



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ Secretaria dos Recursos Hidricos

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens Á Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



Baseado nos estudos de FALVEY (1983), TOMAZ (2011) estipula as seguintes regras práticas:

- 1. Quando o índice de cavitação σ for maior do que 1,80, não será necessária nenhuma proteção na superfície sujeita ao escoamento;
- 2. Quando o índice de cavitação σ estiver entre 0,17 a 0,25, a superfície deverá ser protegida;
- 3. Quando o índice de cavitação  $\sigma$  for menor do que 0,12 provavelmente a superfície não precisará ser protegida.

O Quadro 15.2 apresenta os valores usuais de índice de cavitação apresentados por FALVEY (1990) apud TOMAZ (2011).

Quadro 15.2 - Valores Usuais do Índice de Cavitação (FALVEY, 1990, TOMAZ, 2011)

	Referência				
1,5	Tullie 1091				
1,0* a 0,19	Russe, 1967 e Rouse, 1966				
1,4 a 2,3	Galperin, 1977				
0,33	Khatsuria, 2000				
0,68	Kuttiammu, 1951				
0,20	Falvey, 1982				
0,20 a 0,30	Wagner, 1967 e Ball, 1976				
0,60	Ball, 1976				
0,20	Ball, 1976 Arndt, 1977 Falvey, 1982				
0,20	120				
1,6	Y0 1				
1,0					
1,05 a 1,75					
0,15 a 0,70					
	σ           1,5           1,0* a 0,19           1,4 a 2,3           0,33           0,68           0,20           0,20 a 0,30           0,60           0,20           1,6           1,0           1,05 a 1,75           0,15 a 0,70				



os Hídricos



GOVERNO DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).



Os valores indicados no Quadro 14.2 são os limites inferiores para que se dê o início da cavitação, assim, se um dente final de uma bacia de dissipação apresentar um índice calculado superior a 1,75, não deverá ocorrer cavitação, porém se situar abaixo deste valor poderá haver cavitação.

Por último deve ser considerada a questão da pressão barométrica a ser utilizada nos cálculos de estimativa do índice de cavitação. A pressão barométrica ao nível do mar, definida por  $p_a$  é de 101.350 Pa equivalendo a 10,33 mca. No entanto a pressão varia com a altitude local segundo a lei de decréscimo de pressão seguinte:

$$p = p_a \cdot \left[1 - \frac{B \cdot z}{T_0}\right]^{g/(R \cdot B)}$$

Em que: p = Pressão atmosférica local, em Pascal (Pa);

P<sub>a</sub> = Pressão atmosférica ao nível do mar, igual a 101.350 Pa;

B = Taxa de declínio, igual a 0,003566°R/ft em unidades inglesas, ou 0,00650 K/m, em unidades SI;

T<sub>0</sub> = Temperatura média ao nível do mar, igual a 518,69 °R, 288,16 K ou 15 °C;

 $R = 287 \text{ m}^2/(\text{s}^2 \text{ K}).$ 

O valor g/R\*B é de 5,26 para o ar.

#### Avaliação de Possibilidade de Cavitação nas Estruturas 15.3.2 do Sangradouro da Barragem

A investigação da possibilidade de cavitação no sangradouro da barragem Lontras deve ser focada apenas nos dois pontos mais críticos que são:

- a) A transição do trecho horizontal para a entrada do primeiro canal rápido, que ocorre na estaca J01, onde há uma curva simples de concordância promovendo um fluxo curvilinear convexo;
- b) A transição do trecho final do primeiro canal rápido para a primeira bacia de dissipação, que ocorre na estaca J 13, onde há uma curva simples de concordância do trecho em declive para a entrada da bacia, promovendo um fluxo curvilinear côncavo.

A transição do segundo canal rápido para a segunda bacia de dissipação somente conviria investigar caso a transição da estaca J31 resultasse em possibilidade de cavitação. No



**JOVERNO** DO



entanto, o segundo canal rápido sofre afogamento no seu trecho final pelo ressalto hidráulico decorrente da segunda bacia de dissipação situada a jusante. Dessa forma, não há possibilidade de cavitação no segundo trecho rápido, pois o regime se torna subcrítico antes da transição para a segunda bacia de dissipação.

#### Pressão Barométrica e Pressão de Vapor no Sangradouro

A pressão barométrica foi calculada em função da cota de referência do trecho horizontalizado a jusante do perfil Creager igual a 532,00 m. A pressão barométrica local resultante será de:

$$p = p_a \cdot \left[1 - \frac{B \cdot z}{T_0}\right]^{g/(R \cdot B)}$$
$$= (101350 \ Pa) \cdot \left[1 - \frac{(0,00650 \ K/m) \cdot (532 \ m)}{288,16 \ K}\right]^{5,26}$$
$$= 95.114 \ Pa = 9,69 \ mca$$

Logo, a pressão barométrica ao nível do sangradouro será de 9,69 mca, ao invés de 10,33 mca.

#### Raio de Curvatura para a Curva Convexa da Estaca J01 (Transição para 1ª Rápida)

A velocidade neste trecho, segundo a Tabela 14.1, é de 9,76 m/s. A profundidade da água na seção é de 1,06 m.

A vazão específica é de 10,338 m<sup>3</sup>/s/m.

р

p

Estes valores correspondem em unidades inglesas:

- Velocidade: V = 9,76 m/s = 32,02 ft/s;
- Vazão específica: q = 10,338 m<sup>3</sup>/s/m = 111,30 ft<sup>3</sup>/s/ft

Admitindo-se uma pressão máxima de 0,1 kgf/cm<sup>2</sup> (218,2 lbf/ft<sup>2</sup>) para a curvatura, o que equivale à própria carga hidráulica relativa à profundidade do fluxo calculada na seção, o raio de curvatura será:

$$R = \frac{2 \cdot q \cdot v}{p_{max}}$$

$$R = \frac{2 \cdot (\frac{111,30 \frac{ft^3}{s}}{ft}) \cdot (30,38 ft)}{(218,2 \frac{lbf}{ft^2})} = 30,99 ft = 9,44 m$$



**GOVERNO** DO

s Hídrico

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central Hidrelétrica - PCH).

134



Isto é, o raio de curvatura projetado para a transição da curva convexa é de 30,99 pés equivalente a 9,44 m.

Raio de Curvatura para a Curva Côncava da Estaca J13 (Transição da 1ª Rápida para a 1ª Bacia de Dissipação)

A velocidade neste trecho, segundo a Tabela 14.1, é de 16,67 m/s. A profundidade da água na seção é de 0,62 m.

A vazão específica é de 10,338  $m^3/s/m$ .

Estes valores correspondem em unidades inglesas:

- Velocidade: V = 16,67 m/s = 54,69 ft/s;
- Vazão específica:  $q = 10,338 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} = 111,30 \text{ ft}^3/\text{s}/\text{ft}$

Admitindo-se uma pressão máxima de 0,2 kgf/cm<sup>2</sup> (409,83 lbf/ft<sup>2</sup>) para a curvatura, o que equivale três vezes a carga hidráulica relativa à profundidade do fluxo calculada na seção, o raio de curvatura será:

$$R = \frac{2 \cdot q \cdot v}{p_{max}}$$

$$R = \frac{2 \cdot (\frac{111,30 \frac{ft^3}{s}}{ft}) \cdot (54,69 ft)}{(409,83 \frac{lbf}{ft^2})} = 29,70 ft = 9,05 m$$

Isto é, o raio de curvatura projetado para a transição da curva côncava é de 29,70 pés equivalente a 9,05 m. Este raio de curvatura deverá ser o mesmo a ser adotado para a transição para a segunda bacia de dissipação.

# Cálculo do Índice de Cavitação na Curva Convexa da Estaca J01 m

Considerando:

• A pressão de vapor igual a 0,23 mca, equivalente à uma temperatura da água de 20 °C na média, uma vez que se trata de obra na serra da Ibiapaba;

• O ângulo  $\theta$  = 6,55° equivalente a uma declividade de -11,49% no canal da primeira rápida, logo, cos $\theta$ =0,993.

Calcula-se:





$$\sigma = \frac{y \cdot \cos\theta - \frac{y \cdot V^2}{g \cdot R_c +} + p_B - p_V}{\frac{V^2}{2g}}$$
$$\sigma = \frac{1,06 \cdot 0,993 - \frac{1,06 \cdot 9,76^2}{9,81 \cdot 9,44 +} + 9,69 - 0,23}{\frac{9,76^2}{2 \cdot 9,81}} = 1,94$$

O índice de cavitação sendo 1,94, portanto, maior do que 1,80, afasta a possibilidade de cavitação nesta seção de transição, segundo as regras apontadas por FALVEZ (2005), apud TOMAZ (2011).

Cálculo do Índice de Cavitação na Curva Côncava da Estaca J13 m

Considerando:

• A pressão de vapor igual a 0,23 mca, equivalente à uma temperatura da água de 20 °C na média, uma vez que se trata de obra na serra da Ibiapaba;

• O ângulo  $\theta$  = 6,55° corresponde à mesma declividade de -11,49% no canal da primeira rápida na transição para a  $1^{a}$  bacia de dissipação, logo,  $\cos\theta=0.993$ .

Calcula-se:

$$\sigma = \frac{y \cdot \cos\theta + \frac{y \cdot V^2}{g \cdot R_c +} + p_B - p_V}{\frac{V^2}{2g}}$$
$$\sigma = \frac{0,62 \cdot 0,993 + \frac{0,62 \cdot 16,67^2}{9,81 \cdot 9,05 +} + 9,69 - 0,23}{\frac{16,67^2}{2 \cdot 9,81}} = 0,848$$

No caso da transição de um canal rápido para uma bacia de dissipação não há valores de referência na Tabela 14.2, nem se enquadra nas regras de FALVEY (2005), ficando numa situação intermediária. Entretanto, observando-se o gráfico da Figura 14.7 pode se observar que para um índice de cavitação de 0,848, sendo superior a 0,80, praticamente exclui a possibilidade de danos na estrutura do canal na transição.

Além do mais, há de se considerar o fato de que o cálculo do índice de cavitação foi feito com o valor teórico da profundidade da água na seção exata de transição (y=0,62 m), quando na verdade haverá uma grande turbulência na bacia de dissipação por conta do ressalto hidráulico que se formará a cerca de 25,0 metros a jusante dentro da bacia de



GOVERNO DO



dissipação, alcançando a altura conjugada de ressalto de 5,23 m. Esta posição do ressalto hidráulico é apenas teórica e poderá, inclusive, em condições imprevisíveis sem uma modelagem com emprego de modelo reduzido, se deslocar para montante afogando a descarga do fluxo da rápida na bacia de dissipação.

De qualquer forma haverá uma grande aeração do fluxo na bacia de dissipação. Estudos conduzidos por RUSSEL & SHEENAN (1974) demonstraram que mesmo para velocidades da ordem de 46 m/s, uma pequena aeração volumétrica da ordem de 5% na quantidade de ar praticamente eliminou a erosão promovida pela cavitação.

Considerando o perfil emulsionado da lâmina d'água na seção, conforme os dados da Tabela 14.1, para uma lâmina emulsionada de 0,848 m, o índice de cavitação sobe de 0,848 para 0,914, afastando-se completamente da zona de danos mostrada na Figura 14.7.

# Conclusão sobre a Possibilidade de Cavitação no Sangradouro do Lontras

Os cálculos precedentes demonstraram que não há perigo aparente de cavitação nas estruturas projetadas para o sangradouro do açude Lontras e que não há necessidade de alteração da geometria do vertedor.

De fato, a vazão específica de 10,338 m<sup>3</sup>/s/m está numa faixa segura de proteção contra cavitação, segundo a literatura técnica consultada. A cavitação é um fenômeno mais afeito a sangradouros que apresentem velocidades superiores a 20 m/s, sendo que a faixa entre 15 m/s e 20 m/s ainda é apontada como uma faixa de velocidades admissíveis e seguras.

O único trecho que apresenta velocidade um pouco superior a 16 m/s é exatamente a seção de transição da primeira rápida para a primeira bacia de dissipação. As demais seções apresentam velocidades bem inferiores, conforme pode ser visto na Figura 14.4.

São estas as considerações finais a apresentar.



**GOVERNO** DO

Elaboração do Estudo de Viabilidadade do Projeto Executivo do Eixo de Integração da Ibiapada/Ce (Para Construção das Barragens STADO DO CEARÁ Lontras e Inhuçu, do Canal/Túnel e da Penstock/Pequena Central s Hídrico Hidrelétrica - PCH).



